

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

27. JAHRGANG

JUNI 1952

HEFT 6

Zur Stahlbau-Tagung 1952

München, 29. und 30. Mai

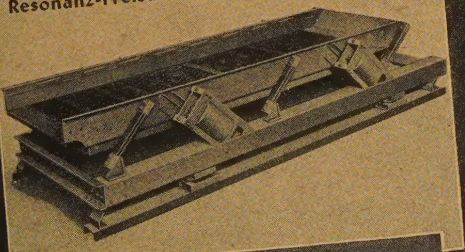
Straßenbrücke Bonn-Beuel



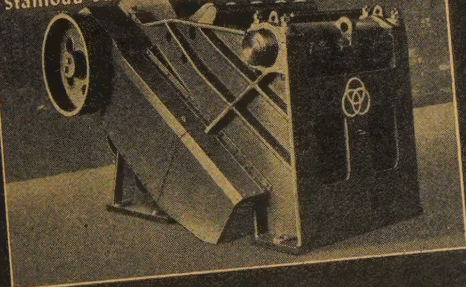
Schaufelradbagger



Resonanz-Freischwingsieb



Stahlbau-Schlagbrecher



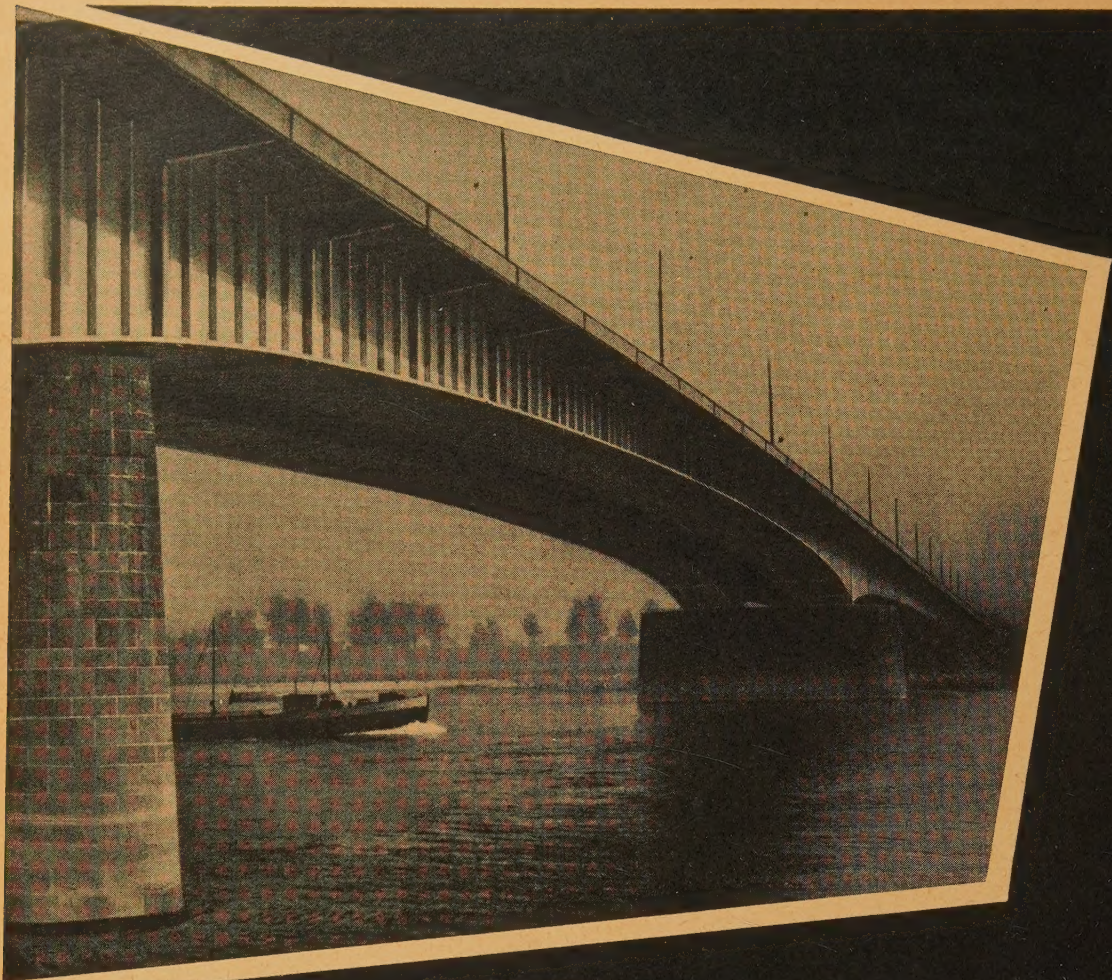
*Wir planen
und bauen*

Stahl-Brücken
Stahl-Hochbauten
Stahl-Wohnungsbauten
Stahl-Wasserbauten
Apparate und Behälter
Industriebauten
Bergbauzulieferungen
Weichen und Kreuzungen
Großfördergeräte und
Großtransportanlagen
Aufbereitungsanlagen
für Kohle und Erze
Zerkleinerungsanlagen
Kabel- und
Verseilmaschinen
Maschinen und Ein-
richtungen für Zement-
Kalk-, Gipswerke und
verwandte Industrien.



STAHLBAU RHEINHAUSEN

Fernsprechanschlüsse: Duisburg 34341, Moers 2742, Rheinhausen 741 - Fernschr.: Duisburg Nr. 036838 - Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen



In stetigem Erfahrungsaustausch
mit anspruchsvollen Auftraggebern
des In- und Auslandes liefern wir für den Stahl-
hochbau einen

Hochfesten

Schweißunempfindlichen

Baustahl

den **HSB-Stahl**



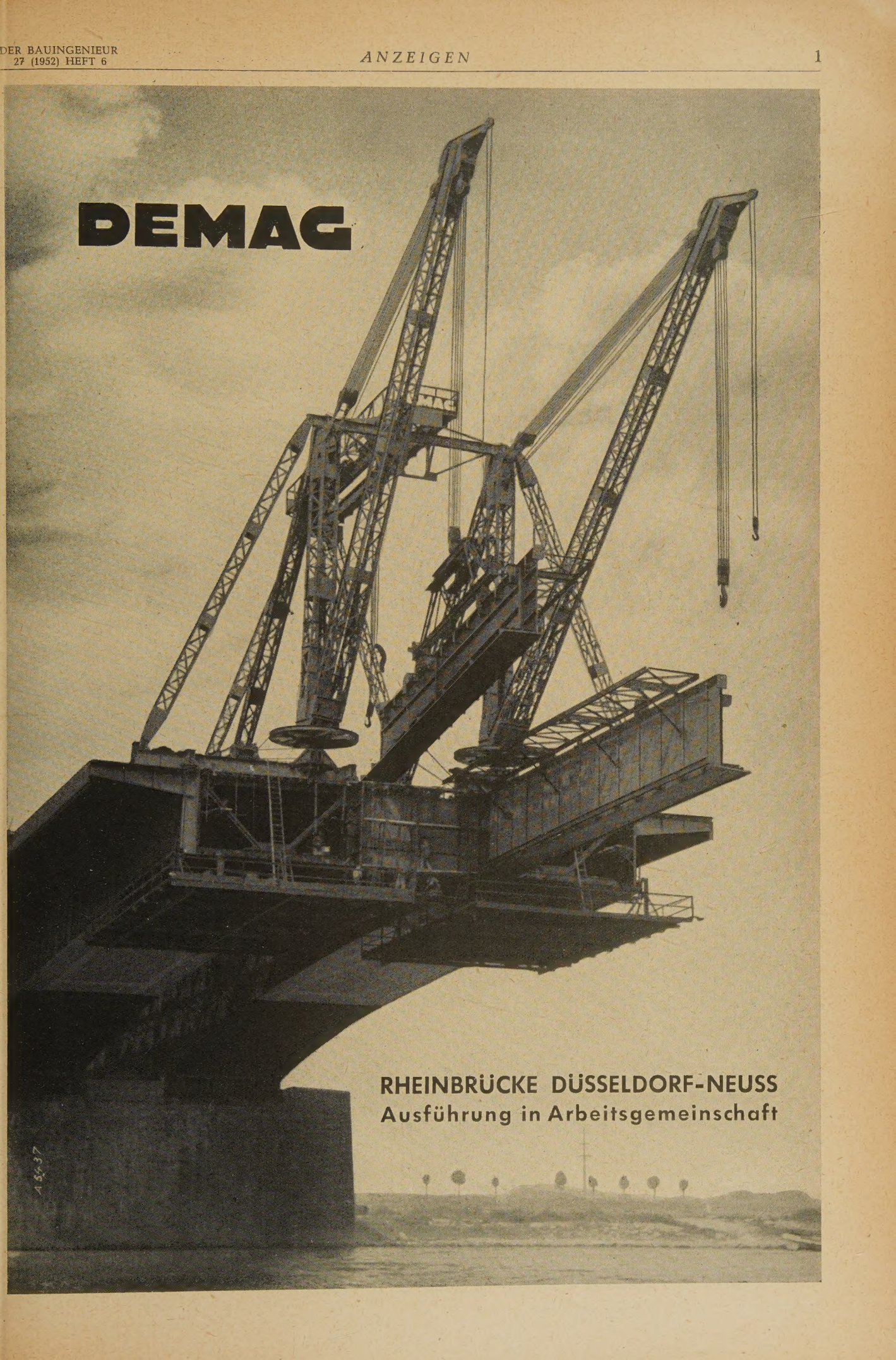
Damit verfügt der Stahlbau über ein Konstruk-
tionselement zur Erzielung höchster Wirtschaft-
lichkeit und zeitlos schöner Bauformen

RHEINISCHE RÖHRENWERKE

AKTIENGESELLSCHAFT

MÜLHEIM-RUHR

DEMAG



RHEINBRÜCKE DÜSSELDORF-NEUSS
Ausführung in Arbeitsgemeinschaft



OBJEKTE VON HOHEM WERT

wie Brücken und sonstige Stahlhochbauten verlangen einen
sicheren Schutz gegen Korrosion.

TEGO-Bleimennige und TEGO-Eisenglimmerdeckfarben
bieten einen haltbaren und wirtschaftlichen ROSTSCHUTZ

TH. GOLDSCHMIDT AG. ESSEN

GHH



Rheinbrücke Düsseldorf-Neuß (Gemeinschaftsarbeit) Stützweiten 103 + 206 + 103 m

100 JAHRE GHH - BRÜCKENBAU

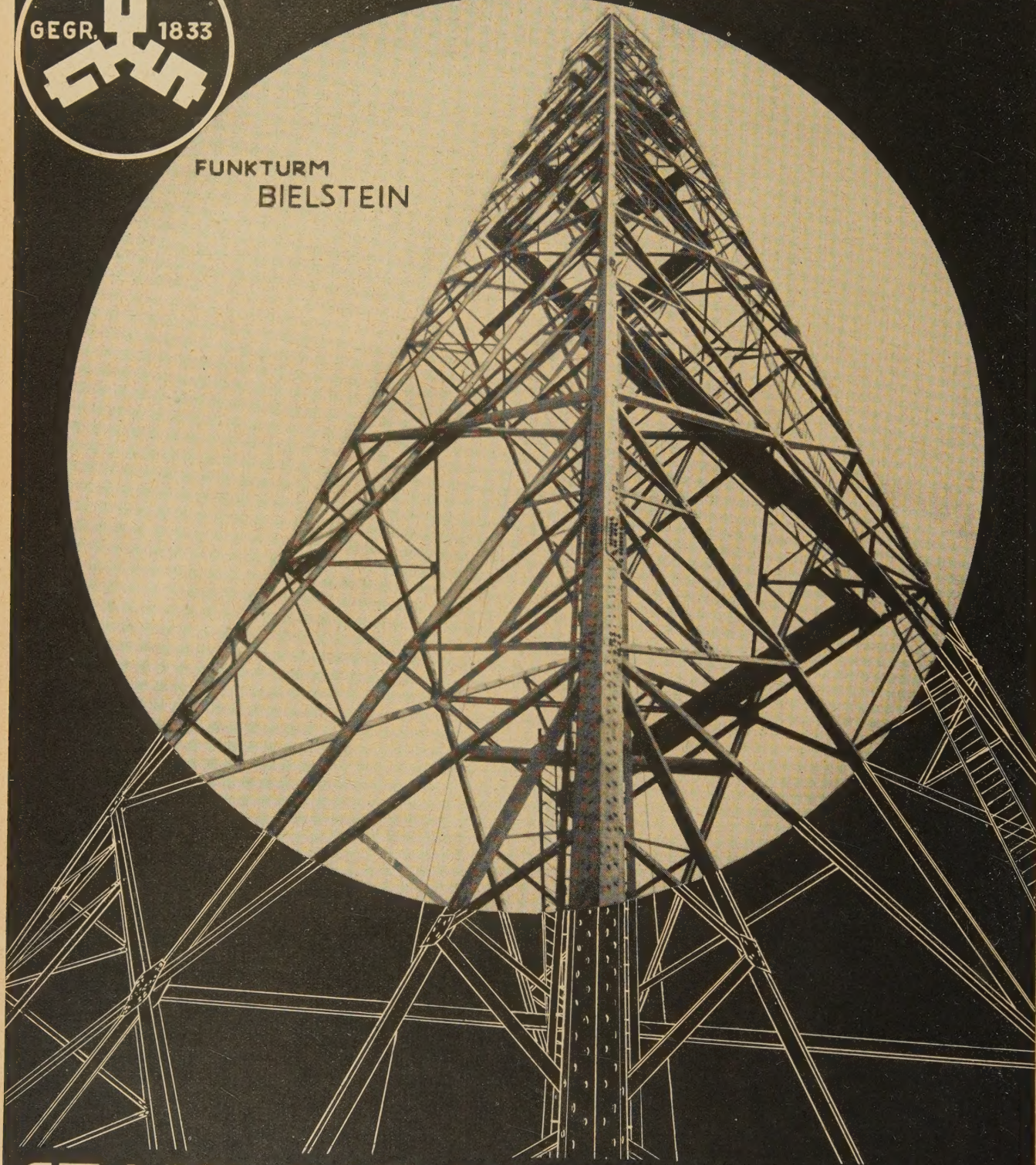
GUTEHOFFNUNGSHÜTTE

WERK STERKRADE · OBERHAUSEN / RHEINLAND

J. GOLLNOW U. SOHN DÜSSELDORF



FUNKTURM
BIELSTEIN



**STAHL-MAST-BRÜCKEN-HOCH-
WASSER-U. BEHÄLTER-BAU**

Geleitwort zur Stahlbau-Tagung 1952

Wie in jedem Jahre veranstaltet der Deutsche Stahlbau-Verband auch dieses Mal eine wissenschaftliche Tagung am 29. und 30. Mai in München mit der Absicht, die Fortschritte des Stahlbaues einem größeren Kreis von Fachleuten und Interessenten zugänglich zu machen und darüber hinaus Gelegenheit zu persönlicher Fühlungnahme zu geben. Wenn in diesem Jahre München als Tagungsort gewählt wurde, so entspricht dies einer Tradition, abwechselnd den Ort einer Technischen Hochschule vorzusehen, um auch den Studierenden des Stahlbaues die Möglichkeit zu bieten, von Männern der Wissenschaft und Praxis Aufschlüsse über die Leistungen des Stahlbaues zu erhalten.

Die hinter uns liegenden Jahre waren für den Stahlbau ausgesprochene Notzeiten: Materialknappheit, Geldknappheit der öffentlichen Hand, nicht zuletzt das Vordringen des Stahlbetons, insbesondere des Spannbetons, in Gebiete, die bisher ausschließlich dem Stahlbau vorbehalten waren, zwangen zu unerhörten Leistungen.

Herr Prof. Dr.-Ing. Klöppel hat anlässlich der ersten Stahlbau-Tagung nach dem Kriege 1947 in Hannover einen umfassenden Ausblick auf die Möglichkeiten der Entwicklung der wissenschaftlichen Grundlagen des Stahlbaues gegeben; heute nach fünf Jahren ist diese angedeutete Entwicklung schon zu einem großen Teil Wirklichkeit geworden. So haben z. B. die „Berechnungsgrundlagen für Stabilitätsfälle im Stahlbau“ (DIN 4114) nunmehr ihre endgültige Fassung gefunden. Die vielseitigen Probleme, die bei ihrer Erarbeitung auftraten, bedeuten im tieferen Sinne, daß der Stahlbau nicht nur Anwendungsgebiet einer solchen Stabilitätstheorie ist, sondern selbst zum Träger eines naturwissenschaftlichen Forschungszweiges geworden ist.

Der in den letzten Jahren sich langsam vollziehende Übergang von der klassischen Stabstatik zur wirklichkeitsgetreueren Kontinuumsstatik hat einen gewissen Abschluß gefunden. Z. B. Arbeiten von Homberg und Cornelius gestatten es, die Berechnung von Flächentragwerken mit erträglicher Rechenarbeit durchzuführen. Damit ist dem Stahlbrückenbau ein Anwendungsgebiet erschlossen worden, das sich in erheblichen Gewichtsersparnissen insbesondere beim Bau von Straßenbrücken mit Flachblechfahrbahn auswirkt.

Auch bei der Ausführung von sog. Verbundbrücken, das sind Brücken, bei denen unter Herstellung einer schubfesten Verbindung zwischen der stählernen Tragkonstruktion und der Stahlbetonfahrbahnplatte die Fahrbahnplatte in den tragenden Gesamtquerschnitt einbezogen wird, ist ein gewisser Abschluß festzustellen. Man hat die Grenzen erkannt, bis zu denen solche Konstruktionen noch wirtschaftlich sind. Die bisher für solche Verbundbrücken geltenden Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau sollen nach eingehender Überarbeitung auf Grund der bisher vorliegenden Erfahrungen nunmehr zu Vorschriften erhoben werden.

Die für viele anderen Vorschriften maßgeblichen „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken“ (BE) der Deutschen Bundesbahn liegen in völlig neuer Fassung vor und machen naturgemäß auch die Neubearbeitung weiterer Vorschriften, wie der „Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken“ (DIN 1073), „Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken“ (GE) und „stählerner Straßenbrücken“ (DIN 1079) erforderlich.

Es ist klar, daß solche umwälzenden Änderungen, wie wir sie auf dem Gebiete der Statik erlebt haben, auch umwälzend auf konstruktive Maßnahmen wirken. Vielfach sind die modernen Brückenkonstruktionen, wie z. B. die Leichtfahrbahn, nur möglich gewesen durch weitestgehende Anwendung der Schweißtechnik, insbesondere auch der automatischen Schweißung. In diesem Zusammenhang gewann dann auch die Frage einer einwandfreien Prüfung der Baustähle auf ihre Schweißeignung und Schweißsicherheit nicht nur für die Stahlbauindustrie, sondern auch für die Eisen schaffende Industrie immer größere Bedeutung. Auf diesem Gebiet ist noch viel Arbeit zu leisten, um zu einem beide Teile befriedigenden Ergebnis zu kommen.

Eine sich deutlich abzeichnende Tendenz im Stahlbrückenbau läßt sich heute schon erkennen: Man verwendet viel häufiger als früher, vor allen Dingen bei Druckstäben, geschlossene Hohlquerschnitte, die außerdem den Vorteil größerer Verdrehungssteifigkeit haben und die im geschweißten Zustand sich auch innen korrosionsbeständig herstellen lassen.

Alle diese nur kurz angedeuteten Fortschritte im Stahlbau dienen dem Zweck der Materialeinsparung. Sie haben naturgemäß einen erhöhten Rechenaufwand zur Folge, der aber letzten Endes nicht ausschlaggebend sein darf.

Der Deutsche Stahlbau-Verband behandelt auf seiner diesjährigen Tagung in einer bewußt knapp gehaltenen Vortragsfolge in drei wissenschaftlichen und drei praktischen Themen die vorgenannten Probleme und hofft, damit seinen Freunden und Gönnern einen Überblick über die bisherigen Leistungen des deutschen Stahlbaues und seine Anwendungsmöglichkeiten geben zu können.

Walter Wolf.

Verbundbauweise im Straßenbrückenbau, gegenwärtiger Stand und Überblick über laufende Versuche.

Von Min.-Rat Dr.-Ing. W. Klingenberg, Bonn.

Unter Verbundträgern versteht man bekanntlich Träger, die jeweils aus einem Stahlträger mit darauf liegender Stahlbetonplatte bestehen, wobei beide durch besondere Schub Sicherungen zu einem einheitlich wirkenden, biegesteifen Tragglied verbunden sind. Dabei kann die Platte entweder unmittelbar mit ihrer Unterkante auf dem Obergurt des Stahlträgers ruhen oder sie kann mit einer Voute versehen sein, die den Übergang zum Stahlträger bildet. Die Schub sicherung kann durch auf den Obergurt aufgeschweißte Dübel oder durch angeschweißte Schrägstähle oder auch durch beides gleichzeitig bewirkt werden.

Die Stahlbetonplatte dient also nicht nur als lastverteilendes Element, das die Verkehrslasten auf die stählernen Unterzüge oder Hauptträger verteilt, sondern sie bildet gleichzeitig einen Teil der letzteren. Bei Trägern auf zwei Stützen hat sie dabei im wesentlichen Druck-

lauf einiger Jahre erreicht haben. Ausmaß und Zeitdauer ist abhängig von verschiedenen Faktoren, insbesondere Beschaffenheit des Zements, Wasserzementfaktor, Nachbehandlung des Betons, Witterung, Temperatur, Feuchtigkeit usw.

Unter lange andauernden Belastungen oder Spannungszuständen kriecht der Beton, wodurch wiederum Eigenspannungszustände entstehen, die sich ähnlich wie beim Schwinden auswirken. Außer den dort genannten Einflüssen ist das Ausmaß des Kriechens noch abhängig von der Festigkeit, die der Beton beim Beginn des Belastungszustandes schon erreicht hat.

Weitere Erschwernisse bereiten die Temperaturschwankungen. Der Temperatur-Ausdehnungskoeffizient ist für beide Baustoffe zwar annähernd gleich; er wird meist mit 0,00012 angesetzt. Dagegen ist die Wärmeleitfähigkeit beider

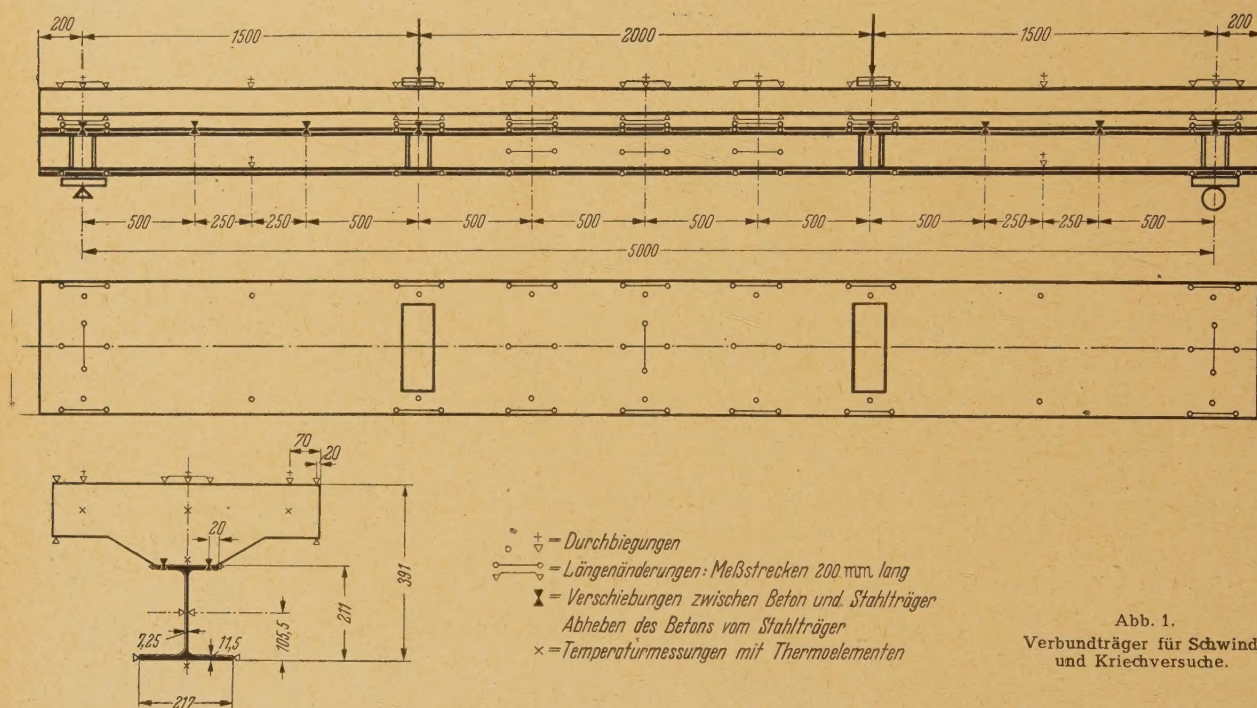


Abb. 1.
Verbundträger für Schwind- und Kriechversuche.

spannungen aufzunehmen, wozu sie als Stahlbetonkörper besonders geeignet ist. Solche Träger sind deshalb sehr wirtschaftlich und haben weiter den Vorteil, daß sie verhältnismäßig steif sind und daher meist eine niedrige Bauhöhe erfordern. Der Fortfall der sonst oft üblichen Dehnungsfugen wird als weiterer Vorteil angesehen. Es ist deshalb verständlich, daß die Verbundträger besonders im Straßenbrückenbau nach dem Kriege schnell Eingang gefunden haben.

Man hat sich nun nicht nur auf Balken auf zwei Stützen beschränkt, sondern hat die Verbundbauweise auch vielfach auf statisch unbestimmte Systeme, insbesondere auf Durchlaufträger ausgedehnt.

Im Zuge dieser Entwicklung gab es jedoch zahlreiche Schwierigkeiten zu überwinden, die sich besonders bei statisch unbestimmten Konstruktionen einstellten. Da diese in der Literatur schon eingehend behandelt sind, seien sie hier nur kurz gestreift.

Durch das Schwinden des Betons entstehen Eigenspannungszustände, die von Null beginnend sich allmählich zu ihrem Endwert steigern, den sie im allgemeinen nach Ab-

Stoffe grundverschieden. Sie ist bei Stahl etwa 50mal so groß wie bei Beton. Bei Wärmeschwankungen werden deshalb Stahlträger und Stahlbetonplatte stets verschiedene Temperaturen aufweisen; und zwar eilt der Stahlträger in der Angleichung an die Lufttemperatur dem Stahlbeton stets voraus, was durch Sonnenbestrahlung noch verschärft wird. Auch hierdurch entstehen innere Spannungszustände.

Die geringe Zugfestigkeit des Betons ist bekannt. Wird deshalb ein Verbundträger so beansprucht, daß der Betonquerschnitt ganz oder teilweise auf Zug beansprucht wird, so ergeben sich aus dem Ausfall bestimmter Zonen des Querschnitts wiederum Spannungsumlagerungen, die statisch meist nicht erwünscht sind und die außerdem zur Bildung von Rissen führen können, was man im allgemeinen gern vermeidet. Diesem Übelstand versucht man, besonders bei Durchlaufträgern, durch Schaffung einer künstlich erzeugten Vorspannung abzuwehren. Von voller Vorspannung spricht man dabei, wenn die Zugspannungen durch die künstlich erzeugten Druckvorspannungen so überlagert werden, daß sie vollständig verschwinden. Bei beschränkter Vorspannung, dagegen begnügt man sich mit einer

Verminderung der Zugspannungen auf ein erträgliches Maß, um Risse im Beton möglichst auszuschließen.

Schließlich sei noch auf die unübersichtlichen Spannungszustände in der Nähe der Dübel hingewiesen. Dadurch, daß die Dübelstirnfläche im Verhältnis zu dem sie umgebenden Betonquerschnitt klein ist, herrschen hier ähnliche Spannungszustände wie etwa bei Auflagerquadern. Durch die dreiaxiale Wirkung in dem örtlich begrenzten Kraftfeld kann mit einer erhöhten Festigkeit gerechnet werden.

Aus vorstehendem ist ersichtlich, daß der Spannungsnachweis für Verbundträger komplizierter ist als für die bisherigen Bauweisen, bei denen die Stahl- und Stahlbetonteile unabhängig voneinander berechnet wurden. Hinzu kommt, daß die Eigenspannungszustände aus Schwinden, Kriechen und Temperaturschwankungen von Faktoren abhängig sind, die in ihrem Einfluß nicht eindeutig erfaßt werden können und die bei eintretender Plastizität wieder abgebaut werden. Der im Rahmen des Deutschen Ausschusses für Stahlbau gebildete Unterausschuß Verbundträger hat deshalb in Anlehnung an die 1940 von Prof. Maier-Leibnitz und die in den Jahren 1942/43 von der EMPA in Zürich durchgeführten Versuche im Jahre 1949 ein Versuchsprogramm aufgestellt, das in der Zwischenzeit ergänzt wurde. Es hat den Zweck, die über die obigen Probleme angestellten und in der Fachliteratur veröffentlichten theoretischen Ermittlungen durch praktische Versuche zu untermauern oder zu ergänzen, um dadurch eine zuverlässige Anwendung des Verbundbaues zu ermöglichen und eine sichere Grundlage für behördliche Richtlinien und Vorschriften zu schaffen. Da es sich bei den obigen Problemen um Vorgänge handelt, die erst im Verlaufe mehrerer Jahre genügend genau erfaßt werden können, konnte erst ein kleiner Teil der Versuche abgeschlossen werden. Um die interessierten Fachkreise über den Gesamtumfang der vom Unterausschuß Verbundträger eingeleiteten Versuche zu unterrichten, sollen diese im folgenden kurz aufgeführt werden, wobei die jeweilige Ziffer die Nummer angibt, unter der sie beim Deutschen Ausschuss für Stahlbau laufen.

1.01 Schwind- und Kriechversuche Stuttgart, Leitung Prof. Graf.

Diese Versuche gehen auf einen, auf der Tagung des DAST am 6. 10. 49 gemachten Vorschlag des Verfassers zurück. Sie sehen die Herstellung von zwei Verbundträgern nach Abb. 1 vor, von denen der Träger B schon bald nach der Erhärtung des Betons (Zeitpunkt t_0) durch eine bestimmte Last ständig beansprucht wird. Die Belastung wird durch einen darunter liegenden und an den Enden gegen den Verbundträger abgestützten Stahlträger bewirkt. Der zweite Versuchsträger A soll nach Ablauf von etwa einem Jahr (Zeitpunkt t) in gleicher Weise belastet werden. Dann sind folgende Messungen möglich, einmal zum Zeitpunkt t_0 und einmal zum Zeitpunkt t :

1. Träger B — unbelastet — t_0
2. Träger B — belastet — t_0
3. Träger B — belastet — t
4. Träger A — unbelastet — t_0
5. Träger A — unbelastet — t
6. Träger A — belastet — t

Aus (2) — (1) erhält man die elastische Formänderung unter Last im Zeitpunkt t_0 .

Aus (6) — (5) erhält man die elastische Formänderung unter Last im Zeitpunkt t .

Aus [(6) — (5)] — [(2) — (1)] erhält man die Veränderung des federnden E-Moduls im Zeitintervall.

Aus (5) — (4) erhält man die Formänderung infolge Schwindens.

Aus (6) — (2) erhält man die Formänderung infolge Schwindens.

Aus (3) — (2) erhält man die Formänderung infolge Schwindens und Kriechens.

Aus [(3) — (2)] — [(5) — (4)] erhält man die Formänderung infolge Kriechens.

Aus (3) — (6) erhält man die Formänderung infolge Kriechens.

Voraussetzung ist dabei, daß die beiden Versuchsträger gleich alt und von möglichst genau gleicher Beschaffenheit sind, und daß sie unter den gleichen klimatischen Verhältnissen gelagert werden. Zur Kontrolle des Schwindmaßes und E-Moduls des Betons dient außerdem eine unbelehrte Platte F.

Die Träger A und B und die Platte F wurden am 6. 4. 1951 hergestellt. Der Verbundträger B wurde im Alter von 28 Tagen belastet. Der Verbundträger A ist zur Zeit noch unbelastet. An beiden Trägern werden die Formänderungen laufend gemessen, außerdem werden an beiden Trägern Temperaturmessungen durchgeführt.

1.02 Vorbelastungsversuche Stuttgart, Leitung Prof. Graf.

Vorbelastungen kommen bei Verbundträgern häufig vor. Eine positive, d. h. nach unten gerichtete Vorbelastung tritt immer dann ein, wenn der Stahlträger beim

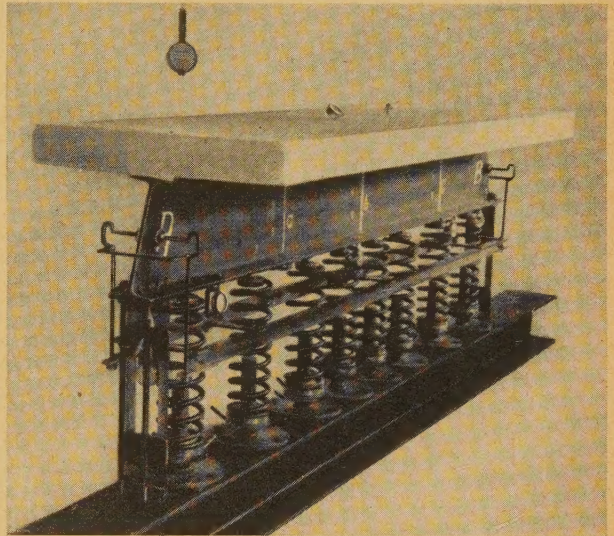


Abb. 2. Verbundträger für Schwindversuche.

Betonieren nicht zwischen den Auflagern zusätzlich unterstützt wird; denn dann muß der Stahlträger das Gewicht der Stahlbetonplatte allein tragen. Eine negative, nach oben gerichtete Vorbelastung wendet man dagegen häufig an, um im Verbundträger günstigere Spannungszustände zu erwirken, insbesondere, um Betonzugspannungen, die aus Schwinden oder in den Bereichen negativer Momente über Zwischenstützen entstehen, mit Druckvorspannung zu überlagern. Theoretisch müssen sich die Spannungen aus solchen Vorbelastungen beim Erreichen der Fließgrenze des Stahlträgers wieder ausgleichen. Dieses ist für den Nachweis der Bruchsicherheit von Bedeutung. Zum Beispiel wirkt ein Träger mit positiver Vorbelastung als Verbundträger nur für die Verkehrslast (p). Erreicht der Stahlträger jedoch die Fließgrenze, so wirkt er auch für das Eigengewicht (g) als Verbundträger, vorausgesetzt, daß die Schubsicherungen stark genug sind. Aus diesem Grunde ist in den Vorläufigen Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau unter 9.21 vorgesehen, daß für Träger, bei denen der Verbund für die gesamte ständige Last nicht berücksichtigt ist, trotzdem bei der Berechnung der Verbundmittel der

0,5fache Wert der Schubkraft, der sich aus der gesamten ständigen Last ergeben würde, mitanzusetzen ist.

Die Versuche sollen dazu dienen, diese theoretischen Erwägungen zu untermauern. Sie sehen drei Versuchsträger nach Abb. 1 vor, die in den Monaten Sept./Okt. 1951 in der Materialprüfanstalt Stuttgart hergestellt wurden. Der Träger C erhielt keine Vorbelastung, während die Träger D und E vor Aufbringung des Betons je mit 2·3,59 t positiver (nach unten gerichteter) bzw. negativer (nach oben gerichteter) Vorbelastung versehen wurden. Nach je etwa 6 Wochen Erhärtungsdauer des Betons wurden die Träger bis zum Bruch belastet. Die Auswertung dieser Versuche ist noch nicht abgeschlossen. Es können jedoch im folgenden schon einige Angaben über das Ergebnis gemacht werden, wobei die Zahlen als annähernde und abgerundete Werte anzusehen sind:

Der nicht vorbelastete Träger C erreichte eine Bruchlast von $2 \cdot P = 2 \cdot 25,6$ t. Die Spannung der unteren Faser des Stahlträgers stieg von etwa 100 kg/cm^2 (aus Eigenlast) mit zunehmender Belastung stetig an und erreichte bei etwa $P = 17,5$ t die Fließgrenze (2500 kg/cm^2). Die obere Faser begann mit etwa -200 kg/cm^2 , fiel mit zunehmender Belastung, durchschritt bei etwa $P = 11$ t den Nullwert und erreichte den Wert $+100 \text{ kg/cm}^2$ bei $P = 17,5$ t. Da-

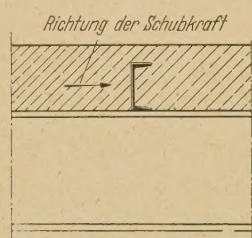


Abb. 3.
Dübelausbildung, die in USA bevorzugt wird.

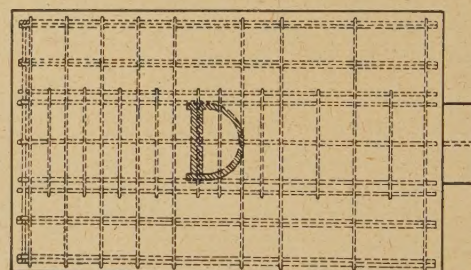
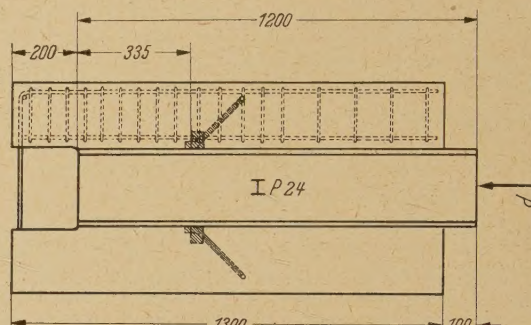
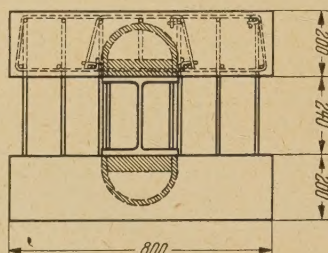


Abb. 4. Dübelkraftversuche Stuttgart.

durch, daß die untere Faser des Trägers nunmehr ins Fließen kam, nahm die Zugspannung jetzt auch am oberen Flansch rasch zu und erreichte beim Bruch etwa den Wert $+1600$. Der voll plastizierte Zustand wurde also nicht ganz erreicht.

Der Träger D wurde mit $2 \cdot Q = 2 \cdot 3,59$ t nach unten (positiv) vorbelastet und erreichte eine Bruchlast von $2 \cdot (Q + P) = 2 \cdot (3,59 + 20,0)$ t. Die Spannung der unteren Faser des Stahlträgers stieg von etwa $+1150 \text{ kg/cm}^2$ (aus Eigenlast und Vorbelastung) und erreichte bei $P = 7$ t die Streckgrenze. Die Spannung der oberen Faser des Stahlträgers hatte aus Eigenlast und Vorbelastung den Wert von etwa -1600 kg/cm^2 und behielt ihn bei anfänglicher Belastung fast unverändert bei. Beim Erreichen der Streckgrenze in der unteren Faser ($P = 7$ t) nahm die Druckspannung der oberen Faser rasch ab, erreichte bei $P = 17$ t den Nullwert und bei der Bruchlast etwa $+800 \text{ kg/cm}^2$. Die volle Plastizierung des Stahlträgers wurde also beim Träger D noch weniger erreicht. Immerhin war jedoch die anfängliche Druckspannung von -1600 kg/cm^2 in $+800 \text{ kg/cm}^2$ umgeschlagen.

Der Träger E wurde mit $2 \cdot Q = 2 \cdot 3,59$ t nach oben (negativ) vorbelastet und erreichte eine Bruchlast von $2 \cdot (Q + P) = 2 \cdot (-3,59 + 28,5)$ t. Die Spannung der unteren Faser des Stahlträgers stieg von -1200 kg/cm^2 mit zunehmender Last zunächst gleichmäßig an, erreichte bei $P = 8$ t den Nullwert und bei $P = 24$ t mit $+2500 \text{ kg/cm}^2$ die Streckgrenze. Die obere Faser begann mit etwa $+1600 \text{ kg/cm}^2$ (aus Eigenlast und Vorbelastung), nahm bis $P = 24$ t fast gleichmäßig auf etwa $+1800 \text{ kg/cm}^2$ zu und erreichte bei der Bruchlast ebenfalls die Streckgrenze. In diesem Falle wurde also die volle Plastizierung erreicht.

Wenn die volle Plastizierung bei den Trägern C und D nicht ganz erreicht wurde, so hat das auf die Bruchlast

keinen sehr großen Einfluß, weil die obere Faser des Stahlträgers in der Nähe der Nulllinie liegt.

In der folgenden Tabelle werden (mit angenäherten Zahlen) einige charakteristische Werte gegenübergestellt:

Verbundträger	Q + P bei Erreichen der Streckgrenze gemäß		Q + P beim Bruch
	Rechnung	Versuch	
C	18,5	17,5*	25,6
D	13,5	12,5	23,6
E	24,0	20,0	24,9

*) Die ersten Strecklinien traten schon früher auf.

Aus dieser Gegenüberstellung ergibt sich, daß für die Bruchlast die Spannungsverlagerungen aus der Vorbelastung vernachlässigt werden können. Die Bruchlasten aller drei Träger sind annähernd gleich groß. Auch ist bei allen Dreien das tatsächliche Bruchmoment größer als das rechnerische Bruchmoment, das sich bei Annahme eines voll plastizierten Trägers und einer Druckspannung $\sigma_b = W_{28}/2$ ergibt. Für den Nachweis unter Gebrauchslast, bei dem zulässige Spannungen mit einem bestimmten Abstand von der Streckgrenze vorzusehen sind, sind Vorbelastungen jedoch von erheblichem Einfluß und dürfen

nicht vernachlässigt werden. Die Versuchsergebnisse zeigen weiter, wie nützlich eine negative Vorbelastung des Stahlträgers sein kann.

1.03 Schwindversuche Berlin-Dahlem, Leitung Dr.-Ing. Rühl.

Der Versuch wurde von Prof. Dischinger vorgeschlagen und hat die Aufgabe, die durch Schwinden des Betons entstehenden Spannungen bei einem aus Stahlträger und Betonplatte gebildeten Verbundträger von Beginn der Erhärtung des Betons ab mehrere Wochen lang zu verfolgen. Zur Vereinfachung und Sicherung der Auswertung soll dabei der Verbundträger durch entsprechende zwängende Lagerung in unverbogenem Zustande gehalten werden.

Gewählt wurde ein Stahlträger I 30 von etwa 2,50 m Länge, der an den Enden nach unten verankert und auf seine ganze Länge durch mehrere starke, nachstellbare Federn unterstützt wird. Die aufbetonierte Platte ist 72 cm breit und 10 cm dick. Abb. 2 zeigt den Träger mit aufgeschweißten Dübeln und Schrägstählen auf der federnden Unterstützung vor dem Aufbringen der Stahlbetonplatte. Der Versuch ist noch nicht abgeschlossen.

1.04 Abscherversuche von Dübeln, Stuttgart, Leitung Prof. Graf.

Diese Versuche stehen im engen Zusammenhang mit den im folgenden Abschnitt behandelten Dübelkraftversuchen. Während die letzteren den Zweck verfolgen, eine Reihe von Schubversicherungen auf ihre Tragfähigkeit zu prüfen, sollen die Abscherversuche Aufschluß über die Tragfähigkeit der Schweißverbindung der Dübel geben. Über die Versuchsergebnisse berichtete Graf ausführlich auf der Stahlbau-Tagung, Karlsruhe 1951 (Abhandl. aus dem Stahlbau, Heft 10, Seite 76 und 77).

1.05 Dübelkraftversuche Stuttgart, Leitung Prof. Graf.

Über die Tragfähigkeit von Dübeln in Verbundträgern sind auch im Auslande Versuche durchgeführt worden (s. Proc. Amer. Soc. Civ. Eng., März 1948, Heft 74 Nr. 3, ferner Bericht 149 der EMPA, Träger in Verbundbauweise vom März 1944). Schon diese Versuche haben gezeigt, daß ein steifer, unnachgiebiger Dübel eine größere Schubkraft übertragen kann als ein weicher Dübel. Trotzdem haben die Amerikaner eine gewisse Vorliebe für weiche Dübel, nach Abb. 3, da sie leicht und billig sind und durch den oberen Flansch ein Abheben der Platte verhindern und so die Anbringung von aufgeschweißten Bügeln oder Schrägstählen erübrigen. Wegen der Weichheit des Dübels besteht naturgemäß bei zunehmender Schubkraft die Gefahr eines Schlupfes zwischen Platte und Stahlträger.

Die Schweizer Versuche behandeln deshalb sehr verschiedene Formen von steiferen Dübeln, die befriedigende Ergebnisse zeigten. Sie ergaben, daß ein Dübel mit großer Stirnfläche wohl eine größere absolute Tragkraft, aber eine kleinere Tragfähigkeit pro Flächeneinheit hat. Sie ergaben ferner für Dübel mit angesetzten Schrägbügeln eine größere Tragfähigkeit als für solche ohne Bügel. Weiterhin war charakteristisch, daß bei ruhender Belastung stets zuerst der Beton versagte, unter Dauerbeanspruchung dagegen zuerst die Schweißnähte der Dübel oder die Stahlträger in der Nähe dieser Schweißnähte zu Bruch gingen.

Ausgehend von diesen Versuchen im Auslande war es der Zweck der Stuttgarter Versuche, eine Reihe verschiedener Dübelformen auf ihre Tragfähigkeit zu untersuchen, um wirtschaftliche und schweißtechnisch günstige Formen zu entwickeln. Die Versuchsanordnung ist aus Abb. 4 ersichtlich. Die Versuche wurden in zwei Gruppen durchgeführt. Über die erste Gruppe hat Prof. Graf auf der 2. Arbeitstagung in Hannover am 20. und 21. April 1950 (Bauingenieur 1950, Heft 8) und über die zweite Gruppe auf der Stahlbautagung Karlsruhe 1951 (Heft 10 der Abhandlungen aus dem Stahlbau) berichtet.

Auch die Stuttgarter Versuche ergaben für steife Dübel eine erheblich höhere Betonpressung an den Dübelstirnflächen als für weiche Dübel. Sie erreichte bei steifen Dübeln im allgemeinen das 2,5fache der Würfelfestigkeit. Angeschweißte Schrägstähle erhöhen die Tragfähigkeit. Doch lassen sich die Werte für Dübel und Schrägstähle nicht einfach addieren, da die steiferen Dübel die weichen Schrägstähle nicht gleichzeitig voll zum Tragen kommen lassen (ähnlich wie bei Schweißung und Nietung).

In Stuttgart wurden auch einige Versuchskörper mit zwei Dübeln an jedem Flansch untersucht. Dabei zeigte sich, daß diese nicht die doppelte, sondern nur etwa die 1,5fache Tragfähigkeit aufweisen wie die einfachen Dübel. Dies dürfte jedoch ausschließlich an der Krafteinleitung an den Enden des Versuchskörpers liegen und ist analog den Ergebnissen bei ähnlichen Nietanschlüssen. Wenn dagegen bei Biegeträgern die Schubkraft laufend anfällt, ist

anzunehmen, daß jeder Dübel einer Reihe die volle sich nach den Versuchen ergebende Tragfähigkeit hat.

1.06 Temperaturversuche Karlsruhe, Leitung Prof. Steinhardt.

1.061 Temperaturmessungen.

Da der Stahl eine etwa 50mal so große Wärmeleitzahl wie Beton besitzt, eilen die Temperaturänderungen des Stahles denen des Betons voraus. Zur Ermittlung der hieraus resultierenden inneren Spannungszustände ist es erforderlich, die Größe und den Verlauf des Temperaturgefälles unter ungünstigen Voraussetzungen zu kennen. Insbesondere sollte die Frage geklärt werden, ob infolge der größeren Wärmeleitzahl des Stahles der Stahlträger gleichmäßig über seinen ganzen Querschnitt dem Betonkörper vorausseilt, so daß man in der Berührungsfuge mit einem Sprung in dem sonst rechteckigen Temperaturdiagramm rechnen muß, oder ob ein allmählicher Tempe-

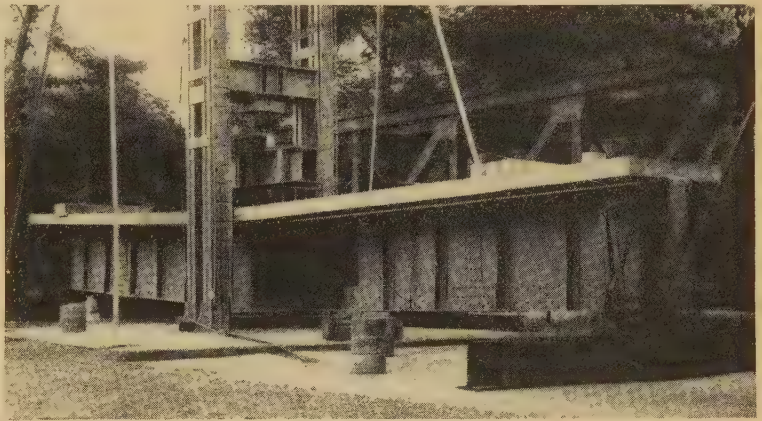


Abb. 5. Großversuch an einem Verbundträger.

raturabfall über die ganze Höhe des Verbundträgers angenommen werden kann. Die erstere Art des Temperaturdiagramms ergibt ungünstigere Spannungsverhältnisse. Da bei Aufstellung der vorläufigen Richtlinien noch keine näheren Unterlagen über den wirklichen Verlauf der Temperaturen vorlagen, wurde aus Gründen der Sicherheit das rechteckige Temperaturdiagramm zugrundegelegt. Zur Klärung dieser Fragen wurden in Karlsruhe

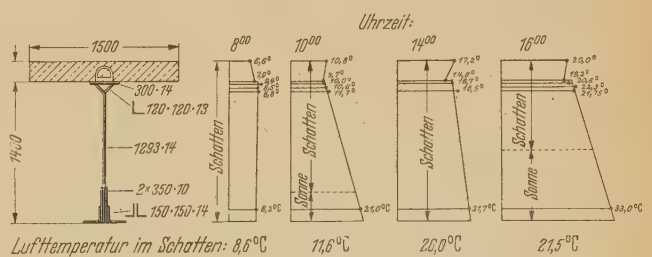


Abb. 6. Temperaturdiagramme an dem Versuchsträger nach Abb. 5.

Temperaturmessungen an einem 18 m langen Verbundträger ausgeführt (Abb. 5). Dieser Träger diente gleichzeitig zu weiteren, unter 1.08 beschriebenen Versuchen.

In die Betonplatte sowie in den Stahlträger wurden an verschiedenen Stellen Thermoelemente und Thermometer eingebaut. Dabei hat man die Meßstellen am Übergang von Stahl in Beton besonders dicht angeordnet, um ein etwaiges Temperaturgefälle zwischen Plattenunterkante und Oberkante des Stahlträgers mit Sicherheit zu ermitteln. Die Messungen erstreckten sich über einen längeren Zeitabschnitt und sollten insbesondere den Einfluß unmittelbarer Sonnenbestrahlung erfassen.

Die Messungen ergaben, daß der wirkliche Verlauf der Temperaturkurve zwischen den beiden genannten Grenzfällen liegt, so daß ein fast gleichmäßiges Temperatur-

gefälle mit einem zwar deutlich ausgeprägten, aber verhältnismäßig kleinen Sprung (etwa 3°C) an der Übergangsfuge gerechnet werden kann. Abb. 6 gibt einige typische Formen der Temperaturdiagramme bei Schatten und Sonnenbestrahlung wieder. Die angegebenen Werte sind Mittelwerte aus verschiedenen Meßstellen.

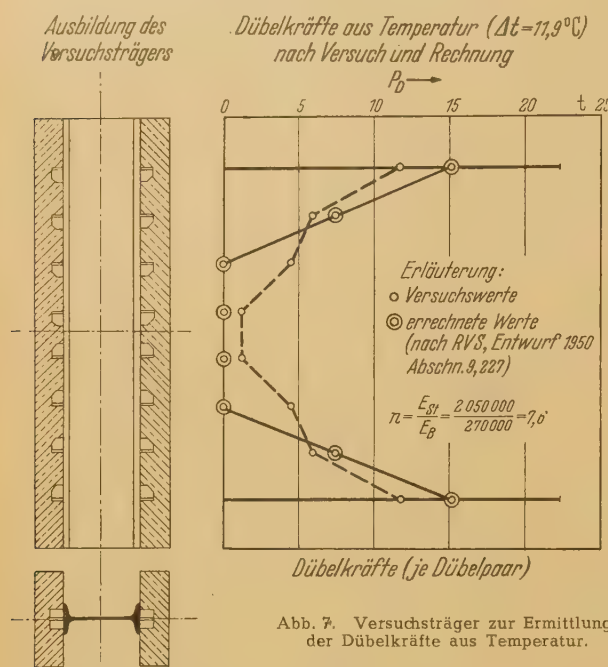


Abb. 7. Versuchsträger zur Ermittlung der Dübelkräfte aus Temperatur.

Um die Schwankungen der Lufttemperatur im Schatten zu erfassen, wurde eine Anzahl von Tagesthermogrammen ausgewertet. Die schärfsten Temperaturschwankungen (bis zu etwa 12°C in etwa 10 Minuten) ergaben sich stets bei Gewitterregen. Da solche Temperaturstürze den Beton im allgemeinen auf Druck beanspruchen, sind sie ungefährlich. Maßgebend bleibt deshalb der Einfluß der Sonnenbestrahlung.

Wenn das Temperaturdiagramm eines Verbundträgers mit hinreichender Genauigkeit so festgelegt werden kann, daß es den vorkommenden größten Temperaturschwankungen gerecht wird, so lassen sich die daraus im Verbundträger entstehenden Spannungszustände errechnen. Im Zusammenhange damit erschien es jedoch notwendig, noch folgende zwei Fragen durch Versuche zu klären:

- Wie werden die aus Temperaturschwankungen (und aus Schwinden) entstehenden Kräfte an den Enden von der Betonplatte in den Stahlträger übergeleitet?
- Können die im Laufe der Jahre häufig auftretenden Temperaturschwankungen zu einer Art Dauerbeanspruchung führen?

Beide Fragen sollen durch die Temperaturversuche in Karlsruhe geklärt werden. Hierzu dient ein Versuchsträger nach Abb. 7.

1.062 Zur Klärung der Frage a) wurde er zunächst künstlichen Temperaturschwankungen ausgesetzt. Bei Annahme starrer Dübel müßten die dadurch entstehenden Kräfte allein von den Enddübeln aufgenommen werden. Infolge der elastischen Formänderungen dieser Dübel und weil die Temperaturspannungen sich am Trägerende nicht mehr gleichmäßig über den ganzen Betonquerschnitt erstrecken, verteilt sich die Übertragung in Wirklichkeit an jedem Trägerende auf mehrere Dübel. Nach „Vorläufigen Richtlinien“ Abschnitt 9.227 darf diese Verteilung auf einen Bereich b ($b \leq$ mitwirkende Plattenbreite bzw. $\leq 1/10$) unter Annahme einer dreiecksförmigen Schubkraftverteilung erstreckt werden. In Abb. 7 sind die sich daraus ergebenden Dübelkräfte den gemessenen gegen-

übergestellt. Es ergibt sich daraus, daß für diesen Versuchsträger Richtlinien und Messungen in der Art der Verteilung gut übereinstimmen, wobei die nach den Richtlinien ermittelten Werte auf der sicheren Seite liegen. Dabei ist wegen der Kürze des Versuchsträgers die mitwirkende Plattenbreite nicht $= 1/10$, sondern gleich der vorhandenen Plattenbreite angenommen. Weitere Gegenüberstellungen dieser Art sind aus den Auswertungen der Messungen an den Brücken Petershagen und Sonnenberg zu erwarten (vgl. 2.01 und 2.02).

1.063 Zur Beantwortung der Frage b) müßte der gleiche Träger viele tausendmal erwärmt und abgekühlt werden. Da dies nur mit sehr erheblichen Kosten durchführbar wäre, sollen die aus Temperaturschwankungen entstehenden Kräfte durch äußere Lasten ersetzt werden, die für die Stahlbetonplatte und die Dübelverbindungen die gleichen Spannungen hervorruhen. Lediglich für den Stahlträger selbst ergeben sich dabei abweichende Spannungszustände, die aber für den vorgesehenen Versuchszweck belanglos sind.

Bei den Karlsruher Temperaturversuchen hat sich noch gezeigt, daß der Zugelastizitätsmodul des Betons bei einer Temperaturerhöhung von 12°C im Stahlträger, die in diesem Falle etwa einer gleichmäßig verteilten Zugspannung von 14 kg/cm^2 entspricht, sehr stark abfällt, was auf ein Eintreten feinsten Risse zurückzuführen ist, so daß hierbei die Zugfestigkeit der Platte erreicht ist. Da dies sonst bei höheren Zugspannungen beobachtet wurde, wird dieser Punkt noch näher untersucht werden.

1.07 Plastizierungsversuch Karlsruhe, Leitung Prof. Steinhardt.

Als Versuchsträger diente der unter 1.061 beschriebene und in Abb. 5 und 6 dargestellte Versuchsträger. Er hat bei 18,00 m Länge eine Stahlträgerhöhe von 1,40 m mit einer darauf betonierten Stahlbetonplatte von 20 cm Dicke und 1,50 m Breite. Der Stahlträger wurde aus einer alten genieteten Straßenbrücke aus St 48 herausgeschnitten und erhielt einen neuen geschweißten Obergurt aus St 37. Verwendet wurden besonders steife und kräftige Dübel,

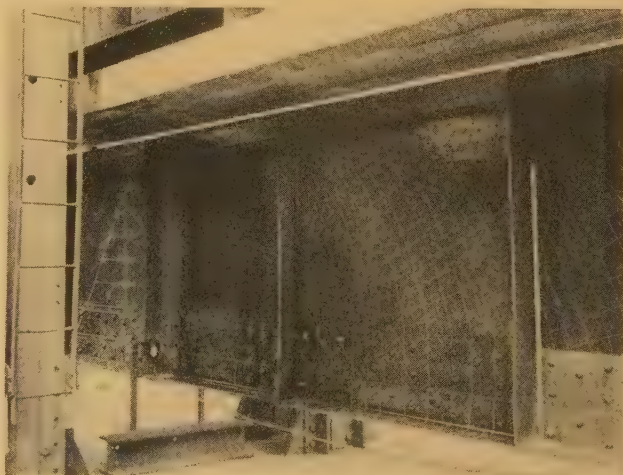


Abb. 8. Hauptspannungslinien beim Fließen an dem Versuchsträger nach Abb. 5.

um ein frühzeitiges Nachgeben derselben auszuschließen. Um ein vorzeitiges Versagen der Stahlbetonplatte zu vermeiden, war B 450 vorgesehen. Die Probewürfel ergaben sogar eine Festigkeit von $W_{28} = 626\text{ kg/cm}^2$. Demgegenüber wurde der Stahlträgeruntergurt absichtlich klein gehalten, um den Einfluß der plastischen Verformung in dem hohen Stegblech besonders hervorzuheben. Damit stellt dieser Versuch gleichzeitig eine wertvolle Ergänzung zu dem unter 1.02 erwähnten Versuch mit dem Träger C dar, bei dem ein Verbundträger mit verhältnismäßig gedrun-

genem Stahlträgerquerschnitt ebenfalls über den plastischen Bereich hinaus bis zum Bruch belastet wurde.

Bei der gewählten Belastungsanordnung wurde die für St 48 zulässige Stahlspannung von 1800 kg/cm^2 bei einer Last $P_{\text{zul}} = 99 \text{ t}$ hervorgerufen. Aus dieser Last und dem Eigengewicht ergaben sich folgende Spannungen im Verbundträger:

im Stahl: $\sigma_{\text{stu}} = +1800 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{\text{sto}} = -700 \text{ kg/cm}^2$
im Beton: $\sigma_{\text{bu}} = -61 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{\text{bo}} = -108 \text{ kg/cm}^2$.

Die rechnerische Dübelkraft ist hierbei $D = 12,36 \text{ t}$, während nach den Vorläufigen Richtlinien $D_{\text{zul}} = 27,24 \text{ t}$ ist.

Bei Steigerung der Belastung über $2,1 \cdot P_{\text{zul}}$ hinaus wurde im Mittelquerschnitt infolge der am Stahlträgeruntergurt beginnenden Plastizierung eine Verlagerung der Nulllinie, die im elastischen Bereich 26 cm von der Oberkante des Stahlträgers entfernt war, nach oben festgestellt. Bei $2,9 \cdot P_{\text{zul}}$ lag sie nur noch 10 cm unter der Oberkante. Bei $2,5 \cdot P_{\text{zul}}$ wurden auch im lotrechten Winkelschenkel und im Beiblech des Untergurts bleibende Dehnungen festgestellt, die sich in den mit Reißblek versehenen Feldern deutlich zeigten (Abb. 8). Bei $2,9 \cdot P_{\text{zul}}$ war das Stegblech bis etwa 80 cm Höhe bis zur Streckgrenze beansprucht.

Der Bruch erfolgte mit dumpfen Knall bei $P = 330 \text{ t}$ infolge Versagens der Betonplatte.

1.08 Temperaturmessungen der Bundesbahn in München, Leitung Oberreichsbahnrat Dr.-Ing. Brückmann.

Diese Messungen verfolgten — ähnlich wie die unter 1.061 beschriebenen Temperaturmessungen in Karlsruhe — den Zweck, Aufschluß über den Verlauf der Temperaturen an verschiedenen Punkten eines Verbundträgers zu er-

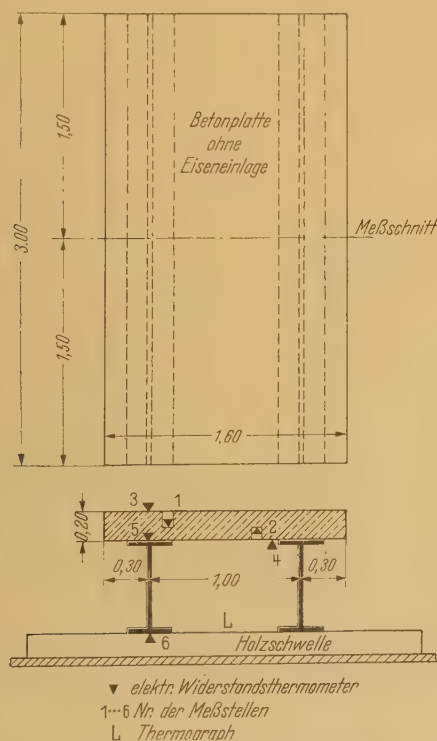


Abb. 9. Versuchsträger der Bundesbahn zur Bestimmung von Temperaturschwankungen.

halten. Der Querschnitt des Verbundtragwerkes ist aus Abb. 9 ersichtlich. Die Messungen wurden von Februar 1951 an laufend vorgenommen. Sie zeigen deutlich die täglichen Temperaturschwankungen der einzelnen Meßpunkte und ergeben infolge der andersgearteten klimatischen Bedingungen größere Gegensätze im Vergleich zu den Messungen in Karlsruhe. Abb. 10 zeigt einen Ausschnitt aus den Messungen mehrerer Tage (12. bis 16. Juni

1951). Die Erwärmung erstreckt sich gewöhnlich über eine Zeitdauer von etwa 8 Stunden, so daß die verschiedene Wärmeleitfähigkeit des Stahls und Betons sich nicht mehr stark auswirkt. Die größten Temperaturschwankungen wurden an der Oberkante der Platte infolge Sonnenbestrahlung beobachtet.

1.09 Messungen an den Brücken Petershagen und Sonnenberg, Leitung Dipl.-Ing. Richter, Minden.

Als vor zwei Jahren noch viele Fragen im Bau von Verbundträgern offen standen, die zur Aufstellung des Versuchsprogramms führten, erschien es zweckmäßig, eine

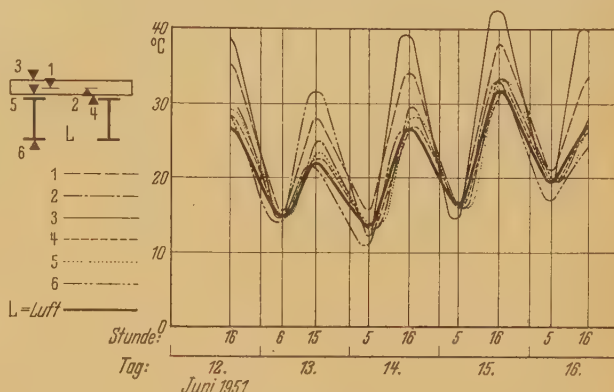


Abb. 10. Ausschnitt aus den Temperaturmessungen der Bundesbahn.

Reihe von Fragen, insbesondere solche, die mit Schwinden, Kriechen und Temperaturspannungen zusammenhängen, auch an fertigen Bauwerken durch Messungen zu klären. Hierdurch wird nicht nur die Anfertigung besonderer Versuchsträger überflüssig, sondern es hat vor allem den Vorteil, daß die Erkenntnisse an wirklichen Bauten gewonnen werden können und daß alle Fehler, die bei Laboratoriumsversuchen durch die gewählten kleineren Querschnitte und die abweichenden klimatischen Bedingungen auftreten, vermieden werden. Auf Vorschlag von Dr.-Ing. Hampe wurden folgende zwei Brücken der Wasserstraßenverwaltung für diese Messungen ausgesucht:

1.091 Weserbrücke Petershagen (unterhalb Minden).

Sie wurde als Beispiel für eine über mehrere Felder durchlaufende Verbundträgerbrücke ausgewählt und ist für die Vornahme von Messungen besonders geeignet, weil sie wenig Verkehr hat und als Flutbrücke von unten leicht zugänglich ist. Die Brücke ist aus Abb. 11 zu ersehen. Die Stahlkonstruktion wurde im Herbst 1950 montiert, die Betonplatte am 20. bis 22. Juni 1951 von der Mitte aus nach beiden Auflagern zu in einem Arbeitsgange betoniert. Die Stahlkonstruktion wurde negativ vorbelastet, indem sie in Brückenmitte um 67 cm überhöht montiert und nach dem Betonieren als Verbundbrücke um das gleiche Maß wieder abgesenkt wurde. An besonderen Körpern wurden die Würfeldruckfestigkeiten, Prismendruckfestigkeiten, Biegezugfestigkeiten, Dichtigkeitsverhältnisse und E -Moduln ermittelt. Die Schwind- und Kriechmaße werden an vier neben der Brücke lagernden Plattenstücken mit den Abmessungen $24 \cdot 100 \cdot 200 \text{ cm}$ bestimmt. An der Brücke selbst ist eine große Anzahl von Meßstellen eingebaut, mittels derer u. a. erfaßt werden sollen:

- Durchbiegungsmessungen bei der Probelastung (2.—5. September 1951),
- Spannungsmessungen unter Probelastung (2. bis 5. September 1951),
- Temperaturspannungen,
- Einflüsse aus Kriechen und Schwinden,
- Schlupf in der Berührungsfuge,
- Spannungsverlauf an den Brückenenden.

Außerdem werden mittels Sechsfarbensreiber laufend die Temperaturen an verschiedenen Stellen des Stahlträgers und der Betonplatte registriert. Die Messungen laufen zur Zeit noch und sollen sich über mehrere Jahre erstrecken.

1.092 Kanalbrücke Sonnenberg (bei Braunschweig).

Hierbei handelt es sich um eine Balkenbrücke auf zwei Stützen von 53,70 m Spannweite. Die Abmessungen sind aus Abb. 12 ersichtlich. Die Stahlkonstruktion wurde

Stahlträger, allerdings ausgehend von den Schweißnähten, versagt hatten, sollen die Stuttgarter Versuche insbesondere über die Tragfähigkeit der Schubsicherungen und der Betonplatte unter Dauerbeanspruchung Aufschluß geben. Aus diesem Grunde werden die Schubsicherungen hoch beansprucht.

Vorgesehen sind zwei Versuchsträger, von denen der erste 2·3 und der zweite 2·5 Dübel mit angeschweißten Bügeln erhält, ersterer ist aus Abb. 13 ersichtlich. Der erste Versuch ist bereits durchgeführt; mit dem zweiten soll in Kürze begonnen werden.

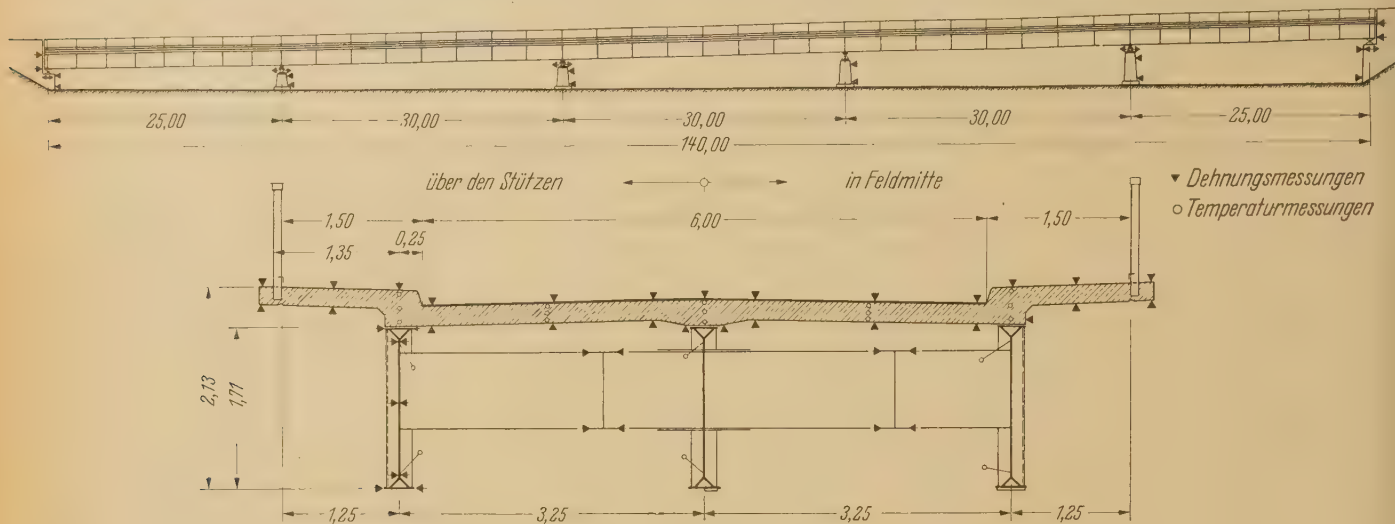


Abb. 11. Flutbrücke Petershagen.

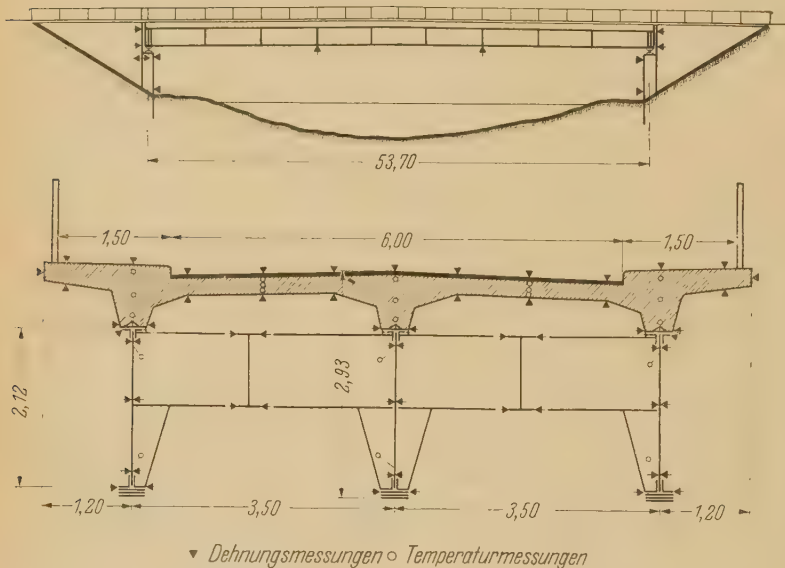


Abb. 12. Kanalbrücke Sonnenberg.

Ende 1950 montiert, die Stahlbetonplatte im Mai 1951 aufgebracht.

Das Meßprogramm ist ähnlich dem für die Brücke bei Petershagen.

1.10 Dauerversuche Stuttgart, Leitung Prof. Graf.

Die Versuche gehen auf einen Vorschlag der Deutschen Bundesbahn zurück und werden bei dieser von Oberreichsbahnrat Lemmerhold bearbeitet. Zweck der Versuche ist es, Verbundträgerbrücken auf Dauerfestigkeit zu untersuchen, da diese Art der Beanspruchung für Bundesbahnbrücken von maßgebender Bedeutung ist. Sie sollen dabei eine Ergänzung der eingangs erwähnten Schweizer Versuche darstellen. Da bei den letzteren die

Der Versuchsträger, dessen Platte aus Beton mit W_b rd. 475 kg/cm^2 bestand, enthielt nur 2·3 Dübel, so daß die Pressung zwischen Beton und Dübel bei der mit $\sigma_{stu} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ berechneten „Gebrauchslast“ rd. 500 kg/cm^2 betrug. Schon unter der Gebrauchslast war die Haftung zwischen Beton und der oberen Stahlträgerfläche weitreichend aufgehoben.

Lastwiederholungen bewirkten eine Zunahme aller Formänderungen; z. B. hatte bei der „Gebrauchslast“ die Durchbiegung nach rd. 500 000 Lastwiederholungen um 17 % zugenommen und bei dem 1,5fachen der Gebrauchslast nach weiteren rd. 146 000 Lastwiederholungen um 88 %. Nach 45 000 Wiederholungen der 1,5fachen Gebrauchslast entstanden im oberen Stahlträgerflansch — ähnlich wie bei den Schweizer Versuchen — an der Ansatzstelle der äußersten Dübel Risse, da die Dauerfestigkeit des Werkstoffes erreicht war (Abb. 14).

Bei weiterer Steigerung der Belastungen erfolgte der Bruch im rechten Teil des Verbundträgers in der Betonplatte, ausgehend vom Bereich des mittleren Dübels und sich bis etwa zur Mitte der Platte erstreckend (Abb. 15).

1.11 Messungen an der Rheinbrücke Köln—Deutz, Leitung Prof. Ebner.

Bei dieser Rheinbrücke handelt es sich nicht um eine Verbundträgerbrücke im üblichen Sinne. Das Haupttrag-element ist eindeutig die als Hohlkasten ausgebildete Stahlkonstruktion, der gegenüber die dünne Stahlbetonplatte nur eine untergeordnete Bedeutung hat. Da sie jedoch in der Querrichtung mit dem Deckblech in Verbund gerechnet wurde, schlug Dr.-Ing. Leonhardt vor, die Spannungsverteilung über dem Querschnitt an zwei Stel-

len, im Feld und neben einer Stütze, durch Messungen zu belegen.

Die Messungen sind inzwischen durchgeführt.

1.13 Verbundträger mit Schubsicherung durch Queranpressung der Betonplatte an den Stahlträger (Vorschlag Bühner), Leitung Prof. Graf.

Während bisher die Schubsicherung in Verbundträgern allgemein durch Dübel oder angeschweißte Schrägstähle oder durch beides gewährleistet wurde, hat Oberreichsbahnrat R. Bühner vorgeschlagen, die Übertragung der Schubkräfte von der Platte auf den Stahlträger dadurch zu sichern, daß die Betonplatte durch Quervorspannung fest gegen den oberen Teil des Steges vom Stahlträger gepreßt wird. Hierdurch wird nicht nur die Haftung

wobei dem Einfluß der Querdehnung in der dritten Achse eine gewisse Bedeutung beigelegt wird. Diese Bedenken sind insbesondere bei unmittelbar befahrenen Platten erhoben, wobei auf einzelne Abplatzungen an einigen Brücken verwiesen wurde. Nachprüfungen haben allerdings bisher ergeben, daß es sich hierbei wahrscheinlich um Folgeerscheinungen von Ausführungsfehlern handelt.

Um dieser Frage nachzugehen sollen in Anlehnung an die Verhältnisse der Hängebrücke Köln—Rodenkirchen 3 Platten von je 1,40 · 3,00 m Größe und 0,19 m Dicke untersucht werden:

Platte I soll eine Druckvorspannung von 50 kg/cm² in Längs- und 25 kg/cm² in Querrichtung erhalten. Die Platte soll dann zusätzlich durch zwei Einzellasten mit einer Dauerbiegebeanspruchung von ± 70 kg/cm² geprüft werden:

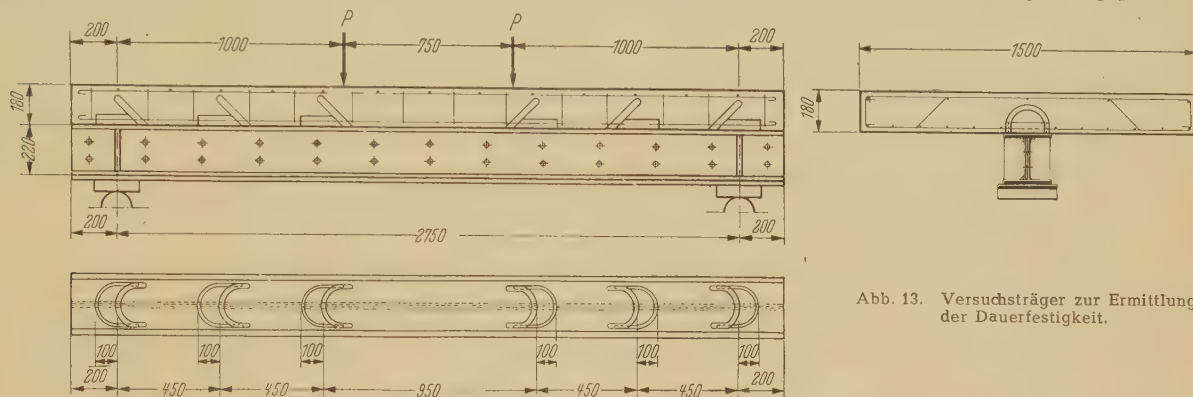


Abb. 13. Versuchsträger zur Ermittlung der Dauerfestigkeit.

zwischen Beton und Stahl sichergestellt, sondern es werden durch den Anpreßdruck erhebliche Reibungswiderstände erzeugt, die zur Aufnahme der Schubkräfte herangezogen werden. Zur Prüfung dieses Verfahrens soll im Institut für Bauforschung in Stuttgart ein Versuch nach Abb. 16 durchgeführt werden.

Bei dem vorgeschlagenen Verfahren kann auf den Obergurt des Stahlträgers ganz verzichtet werden. Meistens wird es sich jedoch zur Erleichterung der Herstellung empfehlen, beiderseits des Steges Flacheisen oder Winkel anzubringen, auf welche die Plattenränder aufgelagert werden. Bei dieser Ausführung werden die Stahlträger während des Betonierens unterstützt, so daß Verbund für $g + p$ erreicht wird. Dadurch werden die Zugspannungen aus Schwinden im mittleren Trägerbereich in ausreichendem Maße durch Druckspannungen überlagert. An den Trägerrändern kann dies durch vorgespannte Schrägstähle (s. Abb. 16) sichergestellt werden.

Der Versuch wird voraussichtlich im Mai/Juni 1952 durchgeführt werden. Das Verfahren ist von der Deutschen Bundesbahn zum Patent angemeldet worden.

1.14 Dauerbiegeversuche mit längs und quer vorgespannten Platten in Stuttgart — Leitung Prof. Graf.

In letzter Zeit sind des öfteren Bedenken geäußert worden, daß bei Fahrbahnplatten, die in zwei Richtungen vorgespannt sind und deshalb ständig unter einer beachtlichen Druckspannung stehen, unter dem Einfluß der aus Verkehrslasten zusätzlich entstehenden Biegespannungen flache schalenförmige Teile abplatzen könnten, ähnlich wie dies bei der Bruchbelastung von Prismen geschieht,

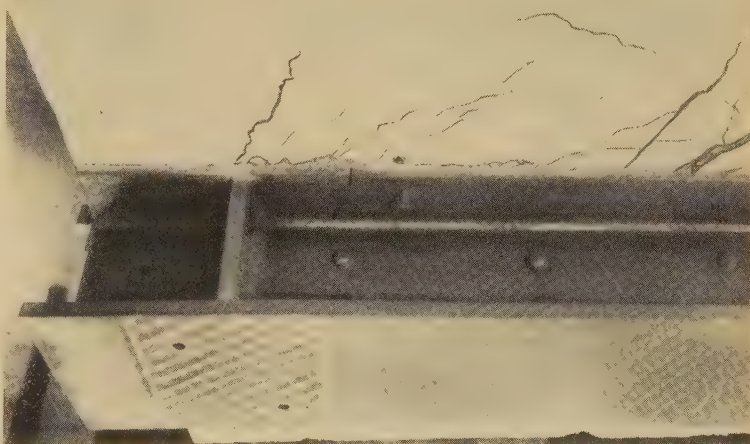


Abb. 14. Dauerbruch im Stahlträger.



Abb. 15. Rissebildung in der Stahlbetonplatte.

den, die gegebenenfalls entsprechend der Festigkeit der Platte in Stufen gesteigert werden kann.

Die Platte II soll eine Vorspannung von 80 kg/cm^2 in Längs- und 40 kg/cm^2 in Querrichtung erhalten; die Platte III dagegen 80 kg/cm^2 in Längs- und Querrichtung. Beide Platten erhalten ebenfalls zusätzlich eine Dauerbiegebeanspruchung wie Platte I.

Die Versuche sollen in den Monaten April/Mai 1952 durchgeführt werden.

Auf den vorgenannten, vom Unterausschuß Verbundträger veranlaßten oder geförderten Versuchen sind in den letzten Jahren noch weitere Versuche oder Messungen von einzelnen Firmen, Auftraggebern oder Vertretern der Wissenschaft vorgenommen worden, die wertvolle Beiträge zu der Entwicklung im Verbundträgerbau gegeben haben. Sie im einzelnen aufzuführen, ist hier nicht möglich, ebensowenig wie die vorhergehenden Abschnitte einen umfassenden Bericht über die einzelnen Versuche darstellen sollen. Sie haben lediglich den Zweck, den interessierten Fachkreisen einen Überblick über die laufenden Untersuchungen zu geben, was zweckmäßig erschien, weil einige derselben sich wegen der Eigenart der Probleme über mehrere Jahre erstrecken müssen. Für jeden der genannten Versuche ist vom Unterausschuß Verbundträger ein Viererausschuß gebildet, dessen Aufgabe es ist, die Versuchs- und Meßergebnisse auszuwerten, die nötigen Folgerungen daraus zu ziehen und beides den Fachkreisen in einem möglichst knapp und übersichtlich gehaltenen Bericht zugänglich zu machen. Der Deutsche Ausschuß für Stahlbau hat die Absicht, diese Versuchsberichte in zwei Heften zusammenzufassen, wovon das erste nach Möglichkeit noch in diesem Jahr erscheinen soll.

Wenn der Zweck des Versuchsprogramms auch darin bestand, über verschiedene Probleme des Verbundträger-

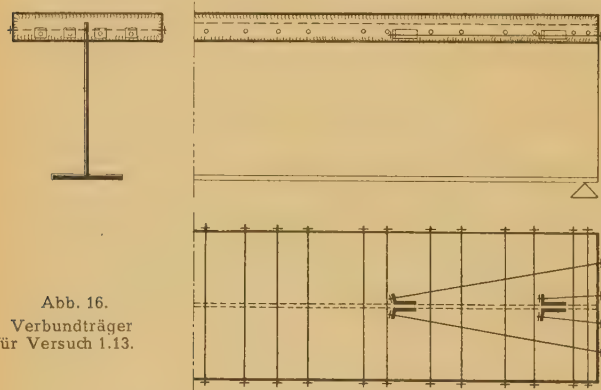


Abb. 16.
Verbundträger
für Versuch 1.13.

baues, die vor zwei Jahren noch nicht genügend geklärt waren, Aufschluß zu geben, so zwang die wirtschaftliche Entwicklung im Brückenbau andererseits zum Handeln, auch ohne die restlose Klärung aller Fragen abzuwarten. Um andererseits die Entwicklung dieser neuen Bauweise nicht durch Rückschläge zu gefährden, wurden im Jahre 1950 vom Unterausschuß Verbundträger die „Vorläufigen Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau“ herausgegeben. Wegen der Kürze der Entwicklung wurde damals bewußt davon abgesehen, ihnen die Form einer festen Vorschrift oder Norm zu geben. Dennoch haben die Richtlinien insoweit ihren Zweck erfüllt, als danach im Bundesgebiet etwa 150 Verbundträgerbrücken gebaut wurden, ohne daß es bisher dabei einen nennenswerten Rückschlag gegeben hat.

Nachdem das Versuchsprogramm im wesentlichen abgeschlossen ist und an so zahlreichen Bauten Erfahrungen vorliegen, ist beabsichtigt, die „Vorläufigen Richtlinien“ nunmehr zu überarbeiten und als DIN herauszugeben. Insbesondere bedürfen Abschnitt 7 (Rissicherheit), Abschnitt 8 (Bruchlast) und Abschnitt 10 (Zulässige Spannungen) einer eingehenden Überarbeitung. Gleichzeitig ist

beabsichtigt, für Verbundträger im Hochbau Vorläufige Richtlinien in vereinfachter Form herauszugeben.

Zum Schluß noch einige Bemerkungen über ausgeführte oder in Bau befindliche Verbundträgerbrücken.

Nach den dem Verfasser zugegangenen Unterlagen sind von 21 Stahlbau-Firmen rund 130 Straßenbrücken gebaut oder im Bau, bei denen die Hauptträger in Verbund ausgeführt sind. Dazu kommen noch eine größere Anzahl Brücken, bei denen nur die Querträger oder Längsträger als Verbundträger ausgebildet sind. Von den erstgenannten sind 75 Brücken einfache Balken auf zwei Stützen. Die Spannweiten schwanken von 6 m bis 63 m; vorwiegend liegen sie zwischen 10 und 40 m. Die übrigen Verbundträgerbrücken sind meist Durchlaufträger; aber auch einige Rahmenbrücken oder Langersche Balken sind darunter. Mit negativer Vorbelastung (Anheben des Stahlträgers mit nachträglichem Absenken als Verbundträger) sind mindestens 65 Brücken ausgeführt, mit künstlicher Vorspannung durch besondere Vorspannstähle in Längsrichtung 28, in Querrichtung 23 Brücken.

Die durch die Verbundbauweise erzielte Gewichtsersparnis ist meist erheblich. Der hiermit verbundene Preisvorteil wird allerdings wieder abgeschwächt durch die erheblich umfangreichere Büroarbeit und — besonders bei Durchlaufträgern mit negativer Vorbelastung — durch Erschwernisse auf der Baustelle. Aber auch selbst wenn die Kosten nicht niedriger sind als bei Stahlbrücken mit lose aufliegender Stahlbetondecke, bieten Verbundträger neben dem volkswirtschaftlichen Vorteil der Stahleinsparung den Vorzug größerer Steifigkeit und meist auch größerer Rissicherheit, so daß in vielen Fällen auf besondere Isolierung verzichtet werden kann.

Zum Schluß seien in kurzen Stichworten noch einige Daten über besonders interessante Verbundträgerbrücken angegeben.

1. Untermainbrücke Frankfurt — Gesamtlänge 159,11 m, 5 Öffnungen, erbaut 1950.

2. Friedensbrücke Frankfurt — Gesamtlänge $200 + 87 \text{ m}$, $5 + 3$ Öffnungen, erbaut 1950/51, Längsvorspannung durch Absenken.

3. Innbrücke Neu-Ötting — Gesamtlänge 164 m, 4 Öffnungen, $39 + 43 + 43 + 39 \text{ m}$, Verbund nur im Bereich pos. Momente, Längsvorspannung durch Absenken, erbaut 1949/1950.

4. Ruhrbrücke Herdecke — Gesamtlänge 152,5 m, 3 Öffnungen, erbaut 1950, Längsvorspannung durch Absenken über den Mittelstützen und zusätzlich durch Spannstähle im Bereich der negativen Momente.

5. Nahebrücke Langenlohnshausen — Gesamtlänge 134 m, 4 Öffnungen, Vorspannung durch Absenken und Unterspannung der größten Öffnung durch Seile (nach Dischinger); erbaut 1951.

6. Talbrücke Hedemünden — Gesamtlänge 416 m, 5 Öffnungen, $80 + 96 + 96 + 80 + 64 \text{ m}$, Vorspannung in Längsrichtung durch Absenken, in Querrichtung durch Vorspannstähle. Hauptträger in 6,40 m Abstand, z. Z. im Bau.

7. Talbrücke Sulzbach — Gesamtlänge 365,40 m, 7 Öffnungen, $40,6 + 52,2 + 58,0 + 63,8 + 58,0 + 52,2 + 40,6 \text{ m}$, Vorspannung in Längsrichtung durch Absenken, in Querrichtung durch Vorspannstähle. Zwei Hauptträger in 13 m Abstand, Querträger in 1,45 m Abstand, z. Z. im Bau.

8. Rheinbrücke Koblenz — Pfaffendorf Gesamtlänge 311,33 m, 3 Öffnungen, $103,16 + 105,01 + 103,16 \text{ m}$; Verbund nur mit Querträgern, Stahlbetondecke mit Querträgern auf Hauptträgern verschieblich gelagert, z. Z. im Bau.

9. Hängebrücke Köln — Rodenkirchen — Gesamtlänge 567,0 m, 3 Öffnungen, $94,5 + 378 + 94,5 \text{ m}$; Betonplatte im Verbund mit Längsträgern, wird mit diesen zusammen vorgespannt und dann mittels Horizontalverband schubfest an die Versteifungsträger angeschlossen; z. Z. in Vorbereitung.

Neubau und Umbau der Untermainbrücke in Frankfurt a. M.

Von Dipl.-Ing. Alexander Jacobi, Stadtverwaltung Frankfurt a. M.

Von den fünf Straßenbrücken über den Main im Frankfurter Stadtzentrum dient hauptsächlich die Untermainbrücke dem innerstädtischen Verkehr mit dem Stadtteil Sachsenhausen. Nach den Zerstörungen im Jahre 1945 machte sich gerade ihr Ausfall empfindlich bemerkbar.

zu errichten unter Verwendung und teilweisem Umbau der sechs vorhandenen Pfeiler. Hierzu standen Breitflanschträger IP 100 und IP 70 zur Verfügung. Bei den erhaltenen massiven Bogen der Flutbrücken beschränkte sich die Neugestaltung auf das Abbrechen der alten Fahr-



Abb. 1. Neue Strombrücke.

I. Die alte Untermainbrücke.

Die alte Untermainbrücke wurde im Jahre 1874 fertiggestellt (Abb. 2). Die Überbrückung erfolgte in den fünf Stromöffnungen von je 29,00 m lichter Weite durch je 11 in 1,45 m Abstand liegenden schmiedeeiserne Zweigelenkbogen, welche die Fahrbahnkonstruktion und die Fahrbahntrapez trugen. Die Tiefufer wurden auf der Frankfurter Seite mit 4, auf der Sachsenhauser Seite mit 2 massiven Bogen aus rotem Mainsandstein überbrückt.

bahn unter Benutzung der alten Brückenbogen und in Anpassung an die neue Strombrücke. Strombrücke und Flutbrücken mußten durch die verbindende neue Fahrbahntrapez zu einem Gesamtbauwerk gestaltet werden.

Die Bauaufgabe war in doppelter Hinsicht bemerkenswert. Einmal bringt ein teilweiser Umbau bei Berücksichtigung vieler gegebener Größen mehr Schwierigkeiten mit sich als ein vollkommener Neubau, zweitens mußte bei der Baustoffbeschaffung von greifbarem Material bestimmter Profilierung und Abmessung ausgegangen wer-

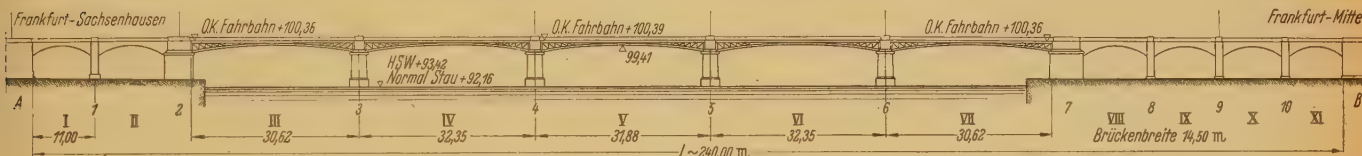


Abb. 2. Alte Untermainbrücke.

Bei rd. 252,00 m Gesamtlänge war die Brückenbreite 14,50 m, wovon 8,70 m auf die Fahrbahn entfielen. Diese erhielt später eine doppelgleisige Straßenbahn.

Am 25. März 1945 wurde die Strombrücke in den drei Öffnungen III, IV und V vollständig zerstört. Ein Behelfsüberbau aus hölzernen Stützen, Breitflanschträgern I P 100 und I P 70 sowie einer Holzfahrbahntrapez wurde

den, während normalerweise sich die Querschnittsbemessung des Tragwerkes als das Ergebnis aus Entwurf und Berechnung darstellt.

2. Der Entwurf für den Neubau der Brücke (Abb. 3). Mit Rücksicht auf die Verkehrsverhältnisse (389 Kraftfahrzeuge stündlich zwischen 6 und 21 Uhr) wurden für die zu überführende Straße eine vierspurige

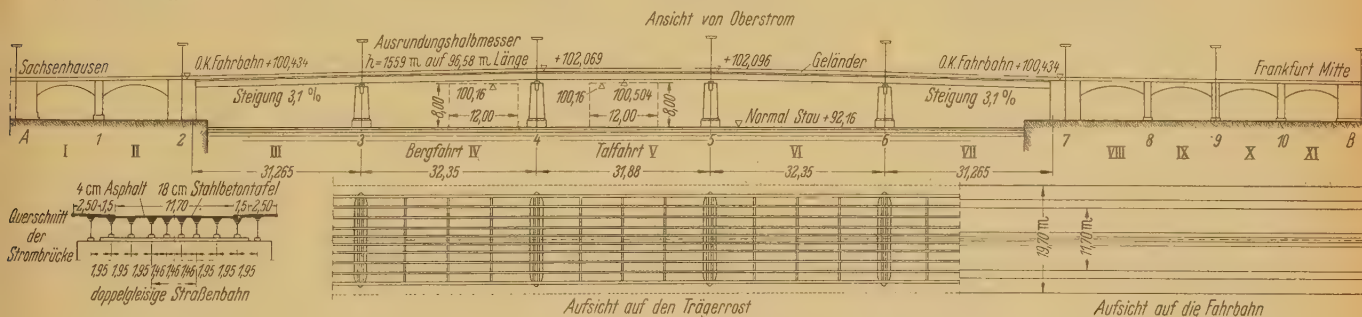


Abb. 3. Übersicht der neuen Brücke (Ansicht, Grundriß, Querschnitt).

in Kürze errichtet und ermöglichte einen Fahr- und Gehverkehr, bis Ende Mai 1948 der Abbruch und Neubau in Angriff genommen werden konnten. Der Abbruch der Strombrücke nahm vier Monate Zeit in Anspruch. Zur Räumung des Strombettes von Brückentrümmern benötigte man für einige Wochen Taucher mit Unterwasserschneidgeräten.

II. Der Neubau der Brücke.

1. Aufgabenstellung. Nach dem Stande der Zerstörung war für die Strombrücke ein neuer Überbau

11,70 m breite Fahrbahn mit doppelgleisiger Straßenbahn, je 1,50 m breite, beiderseitige Radfahrwege und je 2,50 m breite, beiderseitige Fußwege festgelegt, hiermit eine Nutzbreite von 19,70 m zwischen den Geländern. Für die Belastung waren neben den vorgeschriebenen Achslasten der städtischen Straßenbahn die Belastungen der Klasse I A nach DIN 1072 vorgeschrieben. Eine Voruntersuchung mit der neuen Belastung ergab, daß sämtliche alten Pfeiler und Widerlager bei entsprechendem Umbau ihrer Ober- teile für das neue Tragwerk verwendet werden konnten. Die Bodenpressungen blieben in zulässigen Grenzen. So-

mit waren mit der vorhandenen Brückenachse die Pfeilerstellungen gegeben. Für die Mainschiffahrt genügte die alte Durchfahrtshöhe dem neuzeitlichen Schiffsverkehr nicht mehr. Daher mußte die Gradiente der überführten Straße eine Abänderung erfahren. Mit einem beiderseitigen Längsgefälle von 3,1‰ auf der Strombrücke mit Anschluß an die vorhandenen Uferstraßen konnte bei

Verbundkonstruktion aus Stahlrost und Stahlbetontafel für ständige Last und Verkehrslast ergab. Über dem Wasser waren also die Stahlträger vor Aufbringen der Fahrbahntafel zu entlasten, um in Verbundwirkung mit dieser nach der Abbindezeit und Beseitigung der Entlastungsmaßnahmen gemeinsam bereits die ständige Last zu tragen. Die Entlastung des Haupttragwerkes sollte

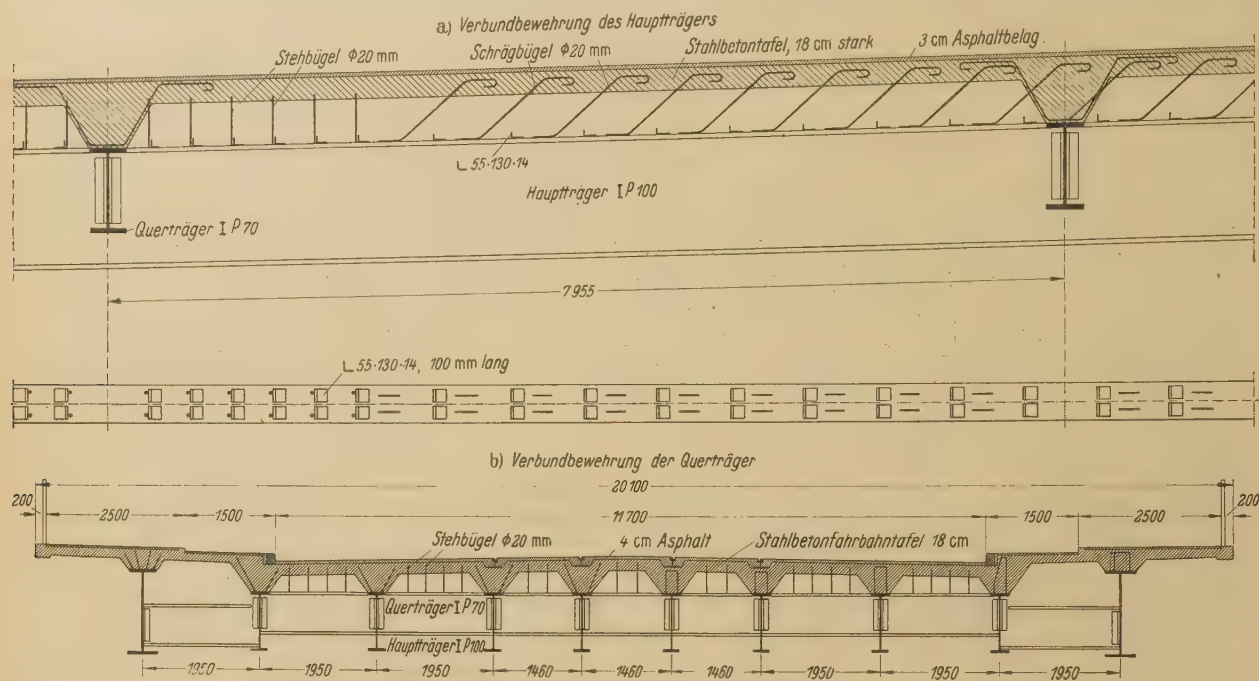


Abb. 4. Verbundbewehrung.

den gegebenen Stützweiten für eine Balkenbrücke mit oben liegender Fahrbahn die vorgeschriebene Durchfahrtshöhe von 8,00 m über Normalstau und 6,40 m über höchstem schiffbarem Wasserstand bei 12,00 m bzw. 20,00 m Breite in den beiden Schiffsöffnungen erreicht werden. Hiermit war das grundlegende Maß der Bau-

von Hilfsstützen aus jeweils in Öffnungsmitte erfolgen unter Benutzung der drei noch vorhandenen Hilfsstützen des Behelfsbaues. Das Gewicht der Stahlkonstruktion für die Strombrücke war mit 527 t angegeben. Soweit der Vorentwurf. Mit ihm war die Grundidee für die Ausführung gegeben und es galt nun, im Einvernehmen

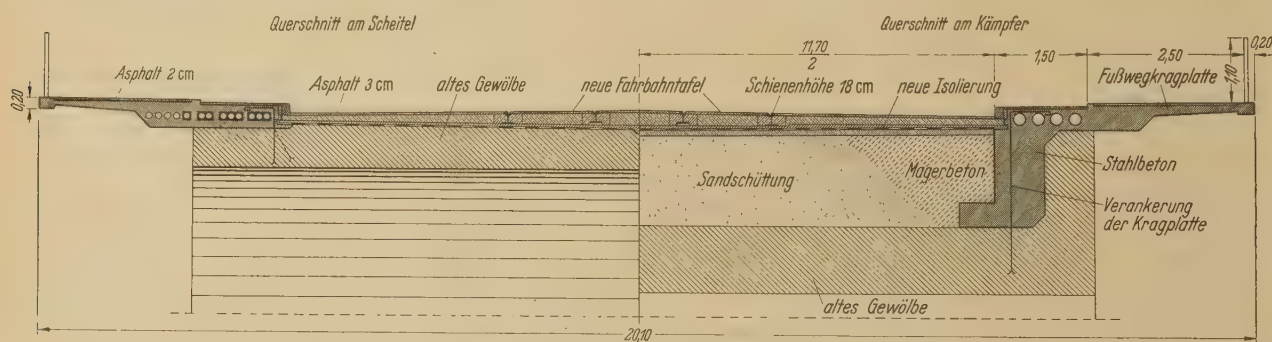


Abb. 5. Umbau der Flutbrücke (Querschnitt des Gewölbes, halb Scheitel, halb Kämpfer).

höhe bestimmt. Es beträgt rd. 1,67 m bei einer mittleren Stützweite von 31,40 m. Die Straßenoberkante in Brückenmitte liegt hiermit 1,70 m höher als bei der alten Brücke.

Tragsystem. Der Vorentwurf sah für die Strombrücke ein Haupttragssystem vor, bestehend aus fünf einzelnen zweiseitig gelagerten Trägerrosten mit je 10 Hauptträgern (8 innere aus Breitflanschträgern IP 100, 2 geschweißte äußere Randträger), fachwerkartigen Querträgern in den Viertelpunkten, Endquerträgern aus Stahlbeton und eine beiderseitig auskragende aufgelegte Stahlbetonfahrbahntafel von 17 cm Stärke.

Der stählerne Tragrost war allein nicht fähig, die gesamte Belastung zu übernehmen. Vielmehr mußte die hochaufgestellte Fahrbahntafel zur Lastübernahme herangezogen werden, so daß sich als Haupttragwerk eine

zwischen dem Bauherrn und den bauausführenden Firmen diesen Grundgedanken zu verwirklichen.

Hiernach ergab sich der folgende Ausführungsentwurf:

Tragwerk für die ständige Last: Fünf zweiseitig gelagerte Stahlträgerroste von 31,40 m mittlerer Stützweite, bestehend aus 10 Hauptträgersträngen in 1,95 bzw. 1,46 m Abstand, wobei unter jeder der vier Straßenbahnschienen ein Hauptträger liegt, Hauptträger IP 100 bzw. geschweißte Randträger, Querträger in den Viertelpunkten und über den Lagern aus IP 70; Verbundwirkung mit der Fahrbahntafel bei Haupt- und Querträgern.

Tragwerk für Verkehrslast: Durchlaufender Trägerrost über fünf Öffnungen in Verbundwirkung mit der Fahrbahntafel (Stützenzonen ausgenommen). Durch die Kon-



Walzwerkshallen 1. Kesselwerk 2. Maschinenbau-Werk
Dortmund-Hörder Hüttenplatz

Stahlbrücken • Stahlwasserbauten
Stahlhochbauten • Weichen und
Kreuzungen • Transport-Verlade-
Krananlagen • Tanke • Behälter
Großrohrleitungen • Stahlfenster

DORTMUNDER UNION BRÜCKENBAU-

AKTIENGESELLSCHAFT

WERK DORTMUND / WERK GELSENKIRCHEN

Die Westfalenhalle in Dortmund

an gleicher Stelle wie vor 25 Jahren. Heute ein Gigant in Westfalen,
der allen Ansprüchen von Großveranstaltungen gewachsen ist

Allen Ansprüchen gewachsen ist

Olacid

wasserlösliches Konzentrat für die Holzverschalung von Betonarbeiten



DANCO

Erben - F. Neuhoﬀ
G M B H. Gegr. 1880
Mineralölerzeugnisse

DORTMUND, KAISERSTRASSE 5
Tel. 249 46-48 • Drahtanschrift: Dancol.



EISENBAU **WYHLEN** AKT.-GES.

W Y H L E N (B A D E N)



Automatisches
Wehr

Stahlbrückenbau
Stahlhochbau

Stahlwasserbau
Stahlbehälter

Kranbau
Verladebrücken

Drehkrane
Dieselkrane

tinuität erhielt das Bauwerk eine größere Steifigkeit und es fielen vor allem durch diese Abänderung die Fahr- bahn- und Schienenunterbrechungen über den Pfeilern fort. Fahrbahnübergänge und Schienendilatationen befinden sich an den Enden der Strombrücke, während die Reihe der festen Lager auf Strompfeiler 4 liegt und alle übrigen Lager als Einrollenlager ausgebildet sind.

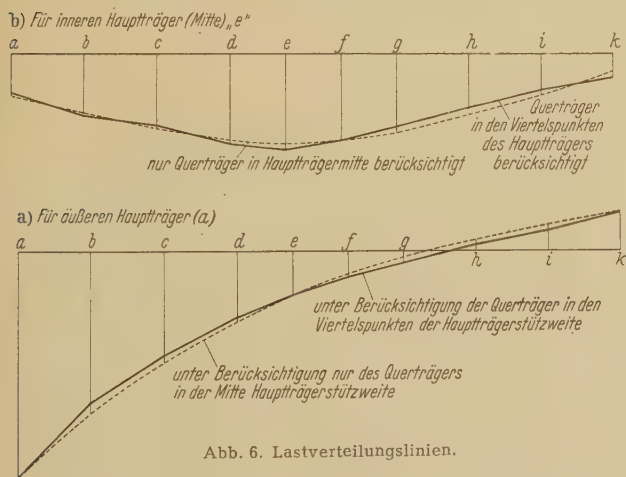
Um im Bereiche der negativen Stützenmomente über den Pfeilern die Verbundwirkung mit der Platte auszu- schließen, fehlt die Verbundbewehrung zwischen Träger und Platte. Die Fahrbahnplatte ist durch zwei etwa 3,30 m voneinander entfernt liegende Quertugen unterteilt. Die Kontinuität der Hauptträger wird durch auf die Gurtun- gen ausgenietete durchlaufende Laschen bewirkt.

Die Verbundbewehrung auf den Hauptträger-Ober- gurtten (Abb. 4) besteht aus aufgeschweißten Winkel- stücken im Wechsel mit paarweise angeordneten schräg aufgebogenen Rundeisen bzw. in Trägermitte mit senk- recht stehenden Rundeisenbügeln. Die Fahrbahnplatte er- hielt eine Stärke von 18 cm; die 40 bzw. 20 mm starken Asphaltdecken für Fahrbahn und Fußwege liegen un- mittelbar auf der Stahlbetontafel.

Für das Vorspannen der Hauptträger (Entlastung von ständiger Last) wurden fahwerkartige Unterspannungen in Dreiecksform vorgesehen. Sie reichten über die Spann- weite jeweils einer Öffnung und wurden an den Haupt- trägern in Nähe der Lager befestigt. Vor dem Betonieren der Fahrbahnplatte wurden auf ihnen in Mitte Öffnung hydraulische Pressen angeordnet, die dann das Hoch- pressen des Trägerrostes besorgten. Durch diese Lösung war man vom Strombett unabhängig. Sämtliche Hilfs- stützen konnten fortfallen.

Baustoffe und Ausführung. Für die Stahlkonstruktion wurde St 37 verwandt, für die Kontinuitätslaschen an Haupt- und Querträgern St 52. Die Hauptträger erhielten Werkstattschweißung, alle Baustellenverbindungen sind genietet, bis auf die Rundeisenbügel der Verbundbewehrung, die auf der Baustelle angeschweißt wurden.

Die Stahlbetonfahrbahnplatte besitzt Güte B 400, die Stahlbewehrung besteht aus Betonstahl I, der Beton der Pfeilerköpfe aus B 160, der der Auflagerbänke aus B 300.

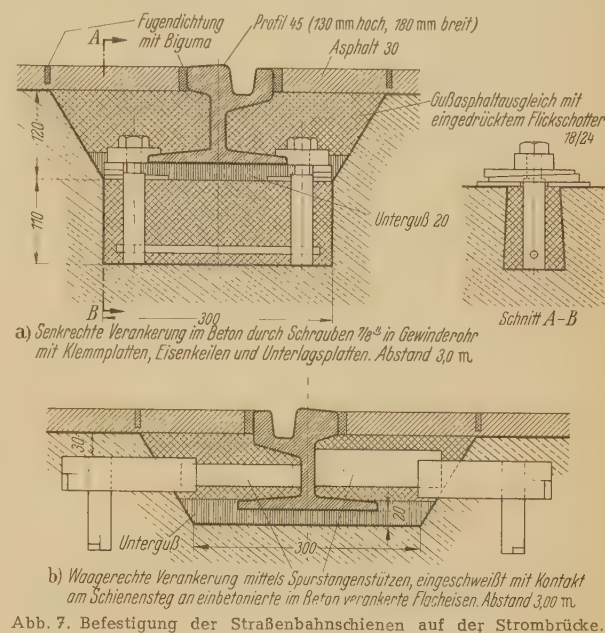


Umbau der Strompfeiler. Wie bereits erwähnt wurde, erwiesen sich die alten Pfeiler für die neue größere Be- lastung als genügend tragfähig, mit Ausnahme der ober- halb der alten Bogenkämpfer liegenden Teile. Diese waren zwecks Aufnahme der von oben kommenden Auf- lagerdrücke der neuen Balkenbrücke zu erneuern.

b) Flutbrücke: Die alten Pfeiler und Bogen der Flutbrücken konnten die Lasten der neuen 21,10 m breiten Fahrbahnplatte einschließlich Verkehrsbelastung bei 4,5 kg/cm² Bodenpressung (graublauer Letten) über- nehmen. Die Auskragung der Fußwege beträgt beider- seits 2,60 m (Abb. 5).

3. Zur Festigkeitsberechnung der Strom- brücke.

Hauptträger. Der Trägerrost des Haupttragwerkes wurde für 10 Hauptträger mit zweiseitiger Lagerung und einem lastverteilenden Querträger in Hauptträgermitte be- rechnet. Als Unbekannte wurden die Übertragungskräfte



zwischen den 8 inneren Hauptträgern und dem lastver- teilenden Querträger eingeführt und für die aus Sym- metriegründen fünf Belastungsfälle $P = 1\text{ t}$, angreifend jeweils am Querträgeranschluß mittels 5 symmetrischen und 5 antimetrischen Lastfällen bestimmt. Hierdurch waren jeweils 4 Elastizitätsgleichungen mit 4 Unbekann- ten aufzulösen, im ganzen 40 Gleichungen. Mit den er- haltenen Werten konnten die 5 Querverteilungslinien zur Lastermittlung der Hauptträger aufgezeichnet werden.

Querträger. Bei der Berechnung der Querträger in Mitte Öffnung wurde der Einfluß der Querträger in den Viertelpunkten der Öffnung mit berücksichtigt. Es er- gaben sich so für die Ermittlung der Übertragungskräfte an den Querträgeranschlußpunkten für je fünf Belastungs- fälle in symmetrischer bzw. antimetrischer Anordnung 8 Gleichungen mit 8 Unbekannten. Hiernach waren aus 80 Gleichungen 80 Werte zu bestimmen. Das Ergebnis zeigte, daß der Unterschied bei Vernachlässigung des Einflusses der Querträger in den Viertelpunkten nicht bedeutend ist und dem Aufwand an Rechenarbeit nicht entspricht (Abb. 6).

Verbundquerschnitt. Als Verbundquerschnitt wurde je nach den Hauptträgerabständen zu den Hauptträgern IP 100 bzw. zu den Randträgern ein 1,70 m bis 2,28 m breiter Teil der darüber liegenden 18 cm starken Stahl- betonfahrbahnplatte gerechnet. Auch die Querträger wur- den in den Verbund mit einbezogen. Zur Ermittlung der statisch unbestimmten Größen war $n = E_e/E_s$ zu 10 an- genommen, zur Ermittlung der Spannungen $n = 15$.

Verbundbewehrung. Für die Querschnittsbemessung und Anschlüsse der Verbundbewehrung wurden die un- günstigsten Schubspannungen im Übergangsquerschnitt (Oberkante Hauptträger-Obergurt) ermittelt für ständige Last und Verkehrslast, der Einfluß des Schwindens mit einem Temperaturabfall von 10°C berücksichtigt. Die zusätzlichen Spannungen infolge Kriechens der Stahl- betonplatte ergaben sich als gering.

Fahrbahnplatte. Die Fahrbahnplatte stützt sich auf 10 Hauptträger und kragt beiderseits je 2,00 m über. Sie wurde als durchlaufende Platte auf fünf nachgiebigen

Stützen, mit verschiedenen Spannweiten und stark veränderlichen Trägheitsmomenten berechnet. Am Schnittfeld wurde der elastischen Einspannung durch das Nachbarfeld in Brückenachse dadurch Rechnung getragen, daß man die Stützweite des innen liegenden Endfeldes auf den 0,8fachen Teil verkürzte.

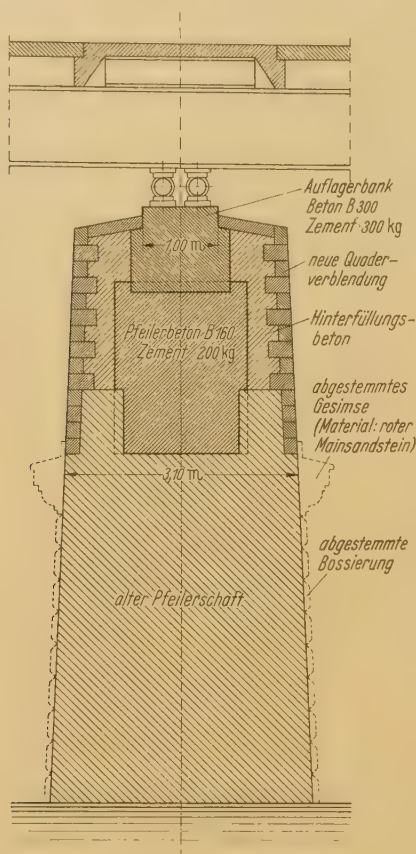


Abb. 8. Umbau der Pfeilerköpfe.

Vorschriften und Beanspruchungen. Für die Bemessung der Tragteile in Stahl, Stahlbeton und Beton waren die zur Zeit der Entwurfsaufstellung gültigen DIN-Vorschriften für Brückenbauten maßgebend.

4. Besondere bauliche Einzelheiten.

Befestigung der Straßenbahnschienen (Abb. 7). Eine normale Gleisverlegung mit Spurstangenbefestigung ließ die Gestaltung der Fahrbahntafel auf der Strombrücke nicht zu. Die hohen Aufstellungen über den Hauptträgern erlaubten jedoch für die Verlegung der Schienen tragartige Aussparungen. Verwandt wurden die Schienen Profil 45 mit 130 mm Höhe und 180 mm Fußbreite. Sie erhielten einen 2 cm starken Unterguß und in Abständen von 1,50 m abwechselnd je eine lotrechte und waagrechte Festlegung. Die lotrechte Befestigung des Schienenfußes erfolgte mittels 7/8" Schrauben in Gewinderöhren mit Klemmplatten, die waagrechte mittels Spurstangenstützen, angeschweißt an seitlich einbetonierten im Beton verankerten Flachstahl.

Die Festlegung am Schienensteg erfolgt durch Kontakt. Die Schienenauszugsvorrichtungen wurden an den beiderseitigen Übergängen zu den massiven Flutbrücken außerhalb der Fahrbahnübergangskonstruktion angeordnet. Auf den Flutbrücken konnte die normale Spurstangenbefestigung verwendet werden.

Fahrbahnübergänge: Die beweglichen Fahrbahnübergänge liegen beiderseitig an den Endauflagern der Strombrücke. Sie sind plattenförmig ausgebildet. Das größte Bewegungsspiel verteilt sich jeweils auf 2 Dehnungsfugen. Die festen Lager liegen auf Strompfeiler 4.

Beleuchtung: Um die rd. 250,00 m lange und 20,00 m breite Fahrbahntafel frei von Einbauten zu halten, erhielten die 11,00 m hohen Beleuchtungsmaste, die gleichzeitig die Oberleitung der Straßenbahn tragen, ihren Standort jeweils auf den Pfeilerköpfen, außerhalb der Geländer und bildeten hier gleichzeitig mit ihren Sockeln an den Pfeilerköpfen ein besonderes bauliches Motiv, auch bei der Abendbeleuchtung.

5. Die Bauausführung. Für den Umbau der Pfeiler errichtete man auf den Schwimmgütern eine Betonieranlage, wobei die Zuschlagsstoffe in Schuten bei-



Abb. 9. Montage der Hauptträger.

gefahren wurden. Bis Mitte September waren bereits die neuen Pfeilerköpfe und Auflagerbänke der Pfeiler 7, 6 und 5 fertiggestellt (Abb. 8).

Gleichlaufend mit dem Abbruch und dem Umbau der Pfeiler erfolgte die Entwurfsaufstellung und Werkfertigung der stählernen Tragroste bei den Stahlbauunternehmen. Fünfzig Hauptträger wurden serienweise mittels geschweißter Stöße in ganzer Länge (rd. 32,00 m) im Werk hergestellt, auf dem Wasserwege angeliefert und von dem auf dem entsprechenden Pfeiler stehenden Schwenkmast unmittelbar montiert, beginnend am Nordufer mit Öffnung VII und endigend am Südufer mit Öffnung III (Abb. 9 und 10).

Starker Frost behinderte die Bauarbeiten in der Weihnachtswoche und um die Jahreswende 1948/49. Um verlorene Zeit einzuholen, entschloß man sich, die Vernietung der Querträgeranschlüsse an den Hauptträgern IP 100 (38 von 50 an jedem Überbau) bereits vor dem Vor-

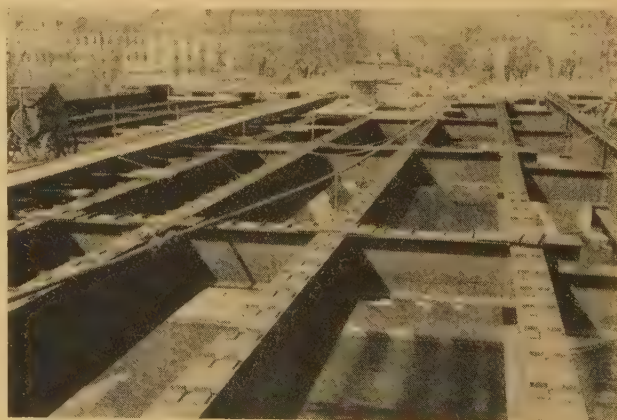


Abb. 10. Trägerrost.

spannen der Hauptträger vorzunehmen. Es folgten dann das Schalen der Fahrbahntafel, das Aufschweißen der Verbundeisen auf den Hauptträgerobergurten in den Innenfeldern und das Verlegen der Bewehrung (Abb. 11).

Die Aufwendungen für die Hilfskonstruktion zum Vorspannen der fünf Trägerroste über dem Fluß waren bedeutend. Man entschloß sich zur Erstellung zweier vollständiger Garnituren, bestehend aus je 10 dreiecksförmigen Unterspannungsträgern in Fachwerkkonstruk-

tion mit IP-Gurtungen und den erforderlichen waag-rechten und senkrechten Verbänden. Mit ihnen konnten zwei Öffnungen vollständig eingerüstet werden. Für die anderen drei Öffnungen wurden die gleichen Konstruk-tionen wiederverwendet (Abb.12).

Die Träger wurden mit Ausnahme der Zwischen-fachwerke im Werk fertig hergestellt, auf dem Wasserweg angeliefert, mit dem Schwimmkran eingebaut und mittels Laschen und Bolzgelenken an den Hauptträgern be-festigt. Zwischenfachwerk und Verbände brachte man an Ort und Stelle an. Unter Hauptträgermitte wurde jeweils eine 80 t- bis 100 t-Presse angebracht, um die Hauptträger auf das vorgeschriebene Maß hochpressen zu können.

Nach dem Einschalen der Fahrbahntafel, dem Auf-schweißen der Verbundbewehrung und dem Bewehren der Fahrbahntafel mußte der Trägerrost in seiner Höhen-



Abb. 11. Verbundbewehrung.

lage verbessert werden, so daß sämtliche Durchbiegungen aus der bleibenden Last ausgeschaltet wurden.

Zur Feststellung der genauen Höhenlage nach den einzelnen Preßvorgängen und nach dem Betonieren wurden auf die Hauptträger Rundstahlpegel aufgeschweißt für die vorzunehmenden Nivellements und später wieder abgebrannt.

Die gesamte Hubhöhe (unter Einrechnung der Durch-biegungen in den Unterspannungsträgern) betrug bei den Außenträgern rd. 10 cm, bei den Innenträgern rd. 14,5 cm, der zugehörige Pressendruck 64 t bzw. 55 t.

Nach der vorgeschriebenen Abbindezeit unter Berück-sichtigung der Frosttage wurden die Pressen abgelassen, so daß die Verbundkonstruktion für ständige Last zur Wirkung kam. Die Unterspannungskonstruktion wurde ausgebaut und mit dem Schwimmkran in die nächste Öff-nung zwecks Hochpressens des mittlerweile fertiggestellten Überbaues eingebaut. Das Betonieren der einzelnen Tafeln nahm die Zeit vom 4. Januar bis 1. Juni 1949 in Anspruch.

Der Beton der Fahrbahntafel wurde als Pumpbeton eingebracht. Die größte Länge der Rohrleitung betrug rd. 190 m, Rohrdurchmesser 180 mm l. W. Die Pumpanlage befand sich auf dem nördlichen Tieferufer, wo auch die Boxen für die Zuschlagstoffe, leicht erreichbar durch Schiff und Hafenbahn, untergebracht waren. Die Zuschlagstoffe konnten während der Frosttage durch eine eingebaute Rohranlage vorgewärmt werden.

Zusammensetzung des Betons B 400 für die Fahr-bahntafel:

- 350 kg Dyckerhoff-Portland-Zement für Tafel VII u. VI je cbm fertigen Beton.
- 350 kg Dyckerhoff-Doppel (schnellbindend) für Tafel V, IV u. III je cbm fertigen Beton.
- 1,3 cbm Zuschlagstoffe je cbm fertigen Beton.

Zusammensetzung der Zuschlagstoffe:

Art der Zuschlagstoffe	Korngröße	Gewinnungsort	Anteil %
Quarzit	0—4 mm	Bad Homburg Werk Köppern/Ts.	10
Quarzit	0,5—3 mm	Bad Homburg Werk Köppern/Ts.	10
Sand	0—5 mm	Rhein	30
Basaltspütt	5—15 mm	Wächtersbach	30
Basaltspütt	15—25 mm	Wächtersbach	20
			100

Besonderer Zusatz: 1,3 kg Betonplast auf 1 cbm fertigen Beton zur Erhöhung der Gleitfähigkeit und Ver-besserung der Festigkeit.

Wassergehalt: 139 l Wasser auf 1 m³ fertigen Beton.

Wasserzementfaktor: $\frac{W}{Z} = \frac{139}{350} = 0,397$.

Erzielte Würfel Festigkeit: bis 470 kg/cm² nach 28 Tagen Erhärtungsdauer.

Arbeitsleistung: In 7¹/₂stündiger Arbeit 80 m³ (= 280 m² Fahrbahntafel).

Es war bei 3,200 m² zu betonierender Fahrbahntafel keinerlei Verstopfung der Rohrleitung zu verzeichnen.

Nach der Fertigstellung und Freisetzung der einzelnen Überbauten als Verbundbrücken war noch die Kontinuität der Hauptträger zwischen den einzelnen Überbauten her-zustellen und das Schließen der 3,30 m breiten offen-gelassenen Streifen der Fahrbahntafel jeweils über den Pfeilern (Abb.13) vorzunehmen; man hatte bei dem durchlaufenden Haupttragssystem die Stützzonen von der Verbundwirkung ausgeschlossen, um unerwünschte Zugspannungen in der Fahrbahnplatte zu vermeiden. Um bei dem Bauen jeden Überbau getrennt behandeln zu

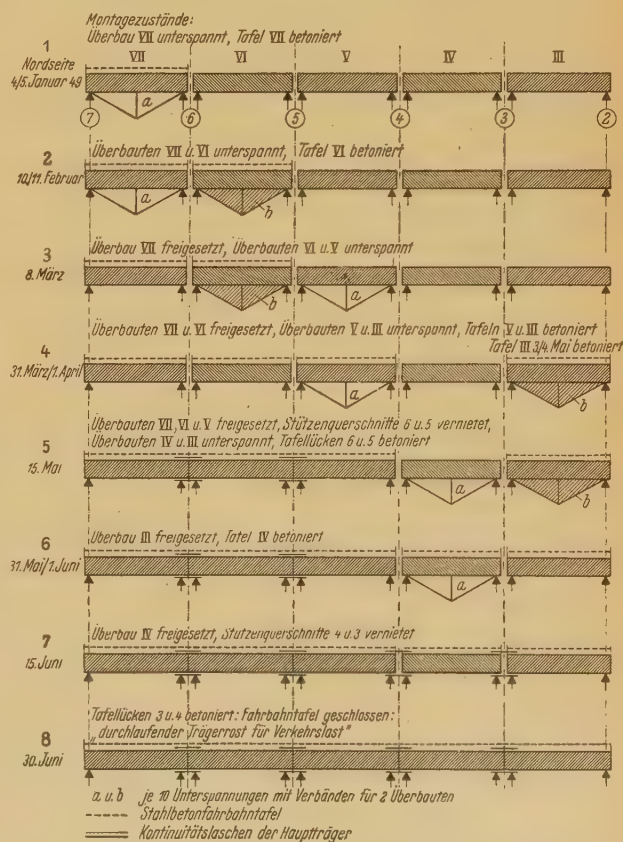


Abb. 12. Montagezustände beim Unterspannen der Hauptträger und Betonieren der Fahrbahntafeln.

können, mußte man sich auf den Pfeilern mit einer doppelreihigen Anordnung der Lager abfinden.

Den Schluß der Bauarbeiten an den Überbauten bildete die Herstellung des Asphaltbelages auf Fahrbahn und Fußwegen und die Erstellung der Beleuchtungsmaste nebst Oberleitung der Straßenbahn. Die Stahlrohrmaste wurden auf den Strompfeilern mit dem Schwimmkran eingebracht.

Nach Herstellung der Fahrbahn- und Fußwegdecken sowie Verlegung der Straßenbahngleise und Errichtung der Beleuchtungsmaste nebst Oberleitung konnte am 16. Juli die Belastungsprobe und am 23. Juli die Verkehrübergabe erfolgen (Abb. 14 und 15).

6. Belastungsprobe mit Durchbiegungs- und Spannungsmessungen. Sämtliche Überbauten der Strombrücke wurden einer Belastungsprobe unterzogen. Insbesondere wurde Überbau VII (= Endfeld) für eine ungünstigste Beanspruchung des Randhauptträgers belastet, unsymmetrisch auf den Brückenquerschnitt verteilt, entsprechend der Lastverteilungslinie. Zwei Dreiwagenzüge der Straßenbahn sowie belastete städtische Müllwagen ergaben eine bewegliche Belastung von insgesamt 152 t bzw. 162 t.

Mit Feinnivellement wurden die Durchbiegungen in Trägermitte unter der ruhenden Last gemessen und den für die Laststellungen gerechneten Werten gegenübergestellt. Die gemessenen Werte blieben meistens hinter den gerechneten um etwa 20 % zurück.

Gleichzeitig wurde eine Spannungsmessung an den 10 Hauptträgern der Öffnung VII durchgeführt, und zwar mit Dehnungsschreibern (200 mm Meßlänge) an den Rändern der Untergurte und zum Teil in Gurtmitte unterhalb des Stegbleches.

Zur Bestimmung der Lage der neutralen Faser für die Verkehrslastspannungen wurden an einem der mittleren

Die Lage der neutralen Faser bei einem mittleren Hauptträger wurde für das Verkehrslastbild der Belastungsprobe zu 210 mm Abstand über Oberkante IP 100 ermittelt, bei der Festigkeitsberechnung zu 213 mm unter Oberkante IP 100. Der Unterschied erklärt sich wohl aus der größeren Mitwirkung oberhalb der neutralen Faser gelegener Plattenteile bzw. Konstruktionsglieder.

Die Spannungsmessung im Untergurtflansch an den Außenrändern ergab bei den IP 100 eine Abminderung



Abb. 14. Belastungsprobe.

von 15 %, bei den geschweißten, teilweise genieteten Außenträgern von 10–12 % gegenüber der Flanschmitte.

Die vorstehenden Ergebnisse zeigen, daß die Brücke die ihr durch die Rechnung zugeordnete Aufgabe richtig erfüllt.

7. Durchbiegungsmessungen an der im Verkehr befindlichen Brücke. Zur Beobachtung der Auswirkungen infolge Kriechens der Fahrbahntafel wurden von dem Auftraggeber in Zeitabständen von etwa 6 Monaten des Nachts Durchbiegungsmessungen vorgenommen mittels Feinnivellement.

Nachstehend sind die Ergebnisse von 4 Messungen in Mittelwerten zusammengestellt, d. h. die Veränderungen der Meßpunkte jeweils in den Öffnungsmitten jeder Tafel (5 bis 8 Punkte über die Breite der Tafel verteilt) gegenüber der Bezugsmessung am 18. 7. 1949, also 2 Tage nach der Belastungsprobe:

Tafel in Öffnung	VII	VI	V	IV	III
betoniert 1949	4./5. Jan.	10./11. Febr.	31. März 1. April	31. Mai 1. Juni	3./4. Mai
freigesetzt 1949	21. Febr.	24. März	25. April	15. Juni	24. Mai
Messung v. 28. 10. 49 gegen 18. 7. 49	— 4,1 mm	— 9,1 mm	— 8,6 mm	— 4,0 mm	— 3,8 mm
Messung v. 27. 5. 50 gegen 18. 7. 49	— 8,5 mm	— 10,0 mm	— 12,8 mm	— 6,0 mm	— 6,6 mm
Messung v. 11. 11. 50 gegen 18. 7. 49	— 11,7 mm	— 13,0 mm	— 17,0 mm	— 13,7 mm	— 10,0 mm
Messung v. 5. 5. 51 gegen 18. 7. 49	— 12,8 mm	— 14,6 mm	— 19,0 mm	— 16,1 mm	— 12,5 mm

III. Bauleistungen.

1. Die Bauzeit erstreckte sich bis zur Verkehrübergabe für den gesamten Brückenneubau einschl. Einrichtung der Baustelle und Räumung des Strombettes auf 14 Monate. Die Bauabwicklung war begünstigt durch das Ausbleiben von Hochwasser und Eisgang. Verzögerungen durch Frost im Dezember 1948 und Januar 1949 wurden eingeholt, so daß die vorgesehenen Arbeiten genau nach dem im August 1948 von der Bauleitung aufgestellten Bauplan abgeschlossen werden konnten.

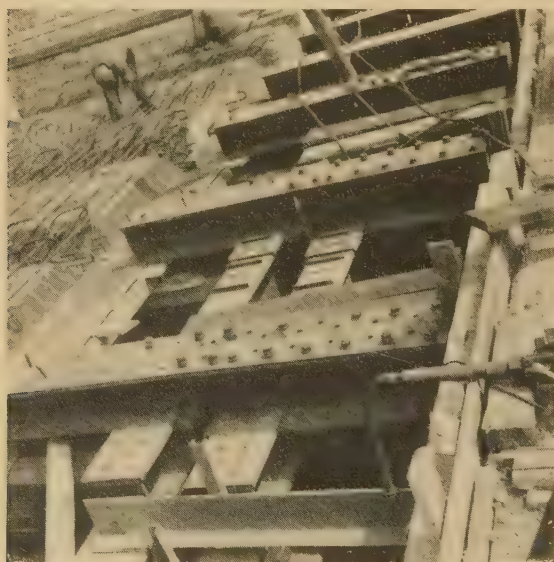


Abb. 13. Kontinuitätslaschen der Hauptträger über den Pfeilern.

Hauptträger außerdem 2 optische Dehnungsmesser mit je 20 mm Meßlänge an der Innenseite des Untergurtflansches und 2 Huggenberger-Tensometer mit 20 mm Meßlänge in verschiedenen Höhen des Steges angebracht. Es konnten so die Spannungen an vier übereinanderliegenden Trägerpunkten gemessen und somit die Lage der neutralen Faser ziemlich genau bestimmt werden. Gleichzeitig mit dem Ablesen der Tensometer wurden die Dehnungsschreiber elektrisch eingeschaltet. Die Messungen ergaben auch hier, daß die gemessenen Werte etwa um 20 % hinter den gerechneten zurückblieben (Flanschmitte). Die Verteilung der Spannungen auf die einzelnen Hauptträger entspricht der theoretisch ermittelten.

2. Die Bauleistungen zum Neubau der Strombrücke:

Einbau von: 314 m ³	Stampfbeton für die 6 Strompfeilerköpfe,
103 m ³	Stahlbeton für die Auflagerbänke,
845 t	Stahlkonstruktion für die Brücke,
131 t	Bewehrungsstahl (Auflagerbänke und Fahrbahntafel),
etwa 320 lfdm	Gleis mit Oberleitung,
8	Lichtmaste,
835 m ³	Stahlbeton für die Fahrbahntafel,
3150 m ²	Asphaltdecke der Fahrbahn und Fußwege,
320 lfdm	Granitbordstein,
211 m ³	Sandsteine für die Verkleidung der Pfeiler,
5100 kg	Farbe für den Brückenanstrich.

Folgende Leitungen sind über die Brücke geführt:

Main-Gaswerke:	2 Gasleitungen,
Post:	6 Fernmeldekabel,
Städt. Kraftwerke:	2 Hochspannungskabel, 2 Schaltkabel, 1 Beleuchtungskabel,
Städt. Feuerwehr:	1 Feuermeldekabel.

Die gesamte Bausumme beläuft sich einschl. des Abbruchs und der Räumung des Strombettes auf etwa 2,63 Millionen DM.

3. An der Ausführung der Arbeiten waren unter anderen beteiligt:
Vorentwurf: Ingenieurbüro Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart.

Ausführungsentwurf: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg, und Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Frankfurt a. M. Festigkeitsberechnung der Strombrücke: Trägerrost: Dr.-Ing. Kurt Siedenburg, MAN. Fahrbahnplatte: Ingenieurbüro Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart.

Abbruch der alten Brücke bzw. der Behelfsbrücke: J. S. Fries Sohn, Frankfurt a. M., und Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt a. M., in Gemeinschaft mit anderen Baufirmen.

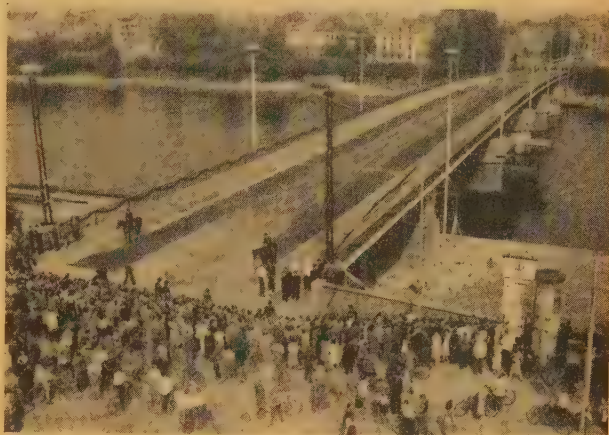


Abb. 15. Brücke fertig zur Verkehrsübergabe.

Umbau der Pfeiler und Flutbrücken sowie Stahlbetontafel der Strombrücke: Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt a. M.

Lieferung und Montage der Stahlkonstruktion der Strombrücke: MAN, Werk Gustavsburg, und J. S. Fries Sohn, Frankfurt a. M.

Dehnungsmessungen bei der Belastungsprobe: Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. Hans Ebner, Hamburg.

Durchbiegungsmessungen: Vermessungsamt der Stadtverwaltung Frankfurt a. M.

Die Oberbauleitung und Prüfung sämtlicher Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen auf Seite des Auftraggebers lagen in Händen des Verfassers.

Die Belegschaftsstärke der Baustelle betrug je nach Vornahme der Arbeiten 80 bis 160 Mann.

Eindrücke aus dem amerikanischen Stahlwasserbau.

Von Dr.-Ing. Fritz Hartung, Dortmund.

Der amerikanische Stahlwasserbau hat naturgemäß infolge der Größe des Landes und der gestellten Aufgaben einen bedeutenden Umfang. Die nachfolgende Studie stützt sich hauptsächlich auf während eines dreijährigen Aufenthaltes in den USA. vom Verfasser gewonnene Eindrücke an den großen Flußkanalisierungen des Ohio und Mississippi, auf mehrere eingehende Besichtigungen der Anlagen der Tennessee Valley Authority (TVA.) und einiger Wasserkraftanlagen im Osten und Südosten des Landes.

Grundsätzlich ist festzustellen, daß der amerikanische Stahlwasserbau ebenso alt ist wie der europäische und sich im wesentlichen selbständig und entsprechend den eigenen Gesetzen entwickelt hat. Auf diesem Gebiet kam es zwischen den Kontinenten nur zu einem geringen Austausch von Erfahrungen. Die Amerikaner

haben zweifellos einen gewissen Einfluß auf die Entstehung des Dachwehres und des Sektorwehres (Bremen-Hemelingen 1910) in Europa gehabt, denn diese Verschlüsse sind Weiterentwicklungen des in USA. als „bear-

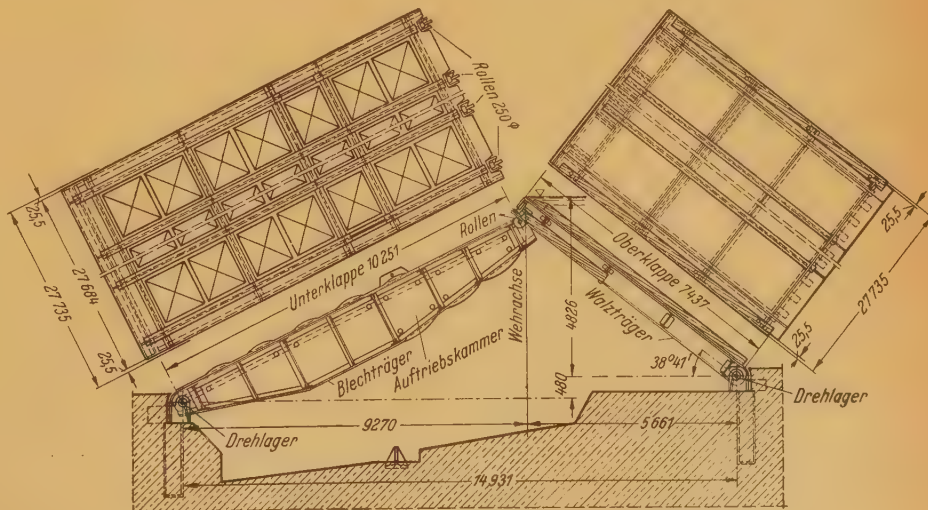


Abb. 1. Doppelklappenwehr (Bear trap gate) der Staustufe Nr. 30 der Ohio-Kanalisation. (Entwurf: U.S. Corps of Engineers.)

trap gate“ gebräuchlichen Doppelklappen-Systems. Andererseits haben die Amerikaner aus Europa kurz vor dem ersten Weltkrieg und vor allem in den 20er Jahren das Walzenwehr übernommen.

Gustavsburg und Dortmund. Union Brückenbau) gebaut worden. Die Zusammenarbeit endete erst 1936. Aber auch danach wurde noch entsprechend dem gegebenen Vorbild weitergebaut.

Das Walzenwehr entspricht in geradezu idealer Weise den sehr strengen Bedingungen der großen amerikanischen Flüsse mit ihren Hochwässern und Eisgängen. Am Ohio sind noch viele Stufen mit Nadelwehren und Doppelklappen in Betrieb, nur die neueren und höheren Stufen haben Walzenwehre erhalten. Das repräsentativste ist das Walzenwehr bei Gallipolis (Abb. 2). Am Mississippi wurden die Wehre aber sehr viel länger, und man fand nach einigen Ausführungen heraus, daß das Walzenwehr zwar betriebliche Vorteile hat, aber auch höhere Kosten. Deshalb ging man dazu über, bei diesen Anlagen mit sehr vielen Verschlüssen, Walzen- und Segmentwehre zu

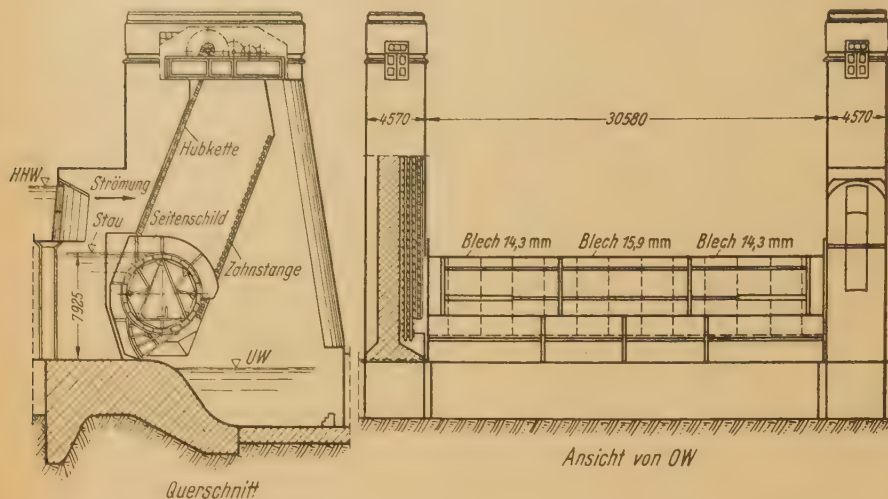


Abb. 2. Walzenwehr der Staustufe Nr. 1 der Kanawha-Kanalisation. (Entwurf: U.S. Corps of Engineers.)

Beide Systeme, Doppelklappe (bear-trap) und Walzenwehr (roller gate), haben ihr Anwendungsfeld in den großen Flußregulierungen. Das erstere findet sich vor allem in den älteren Stufen der Ohio-Regulierung, wo es zu beachtlichen Abmessungen entwickelt wurde. Die Doppelklappen der Staustufe Nr. 30 am Ohio-River haben z. B. rd. 30 m Länge und rd. 5,0 m Abschlußhöhe (Abb. 1). Das moderne Dachwehr ist aber zweifellos eine strömungstechnisch und auch statisch wesentlich elegantere Lösung für denselben Typ eines Wehrverschlusses.

Das Walzenwehr wurde vom U.S. Corps of Engineers bei den Flußregulierungen nach dem ersten Weltkrieg weitgehend verwendet. Ein typisches Anwendungsbeispiel im Ohio-Gebiet zeigen die Abb. 2 und 3. Wegen der bedeutenden Hochwässer ergeben sich überall sehr große Hubhöhen und deshalb außergewöhnlich hohe Pfeiler. Die allgemeine Anordnung der Walzenwehre, wie auch ihre konstruktiven Einzelheiten (Abb. 4) entsprechen ganz den deutschen Vorbildern. Eine große Anzahl dieser Wehre ist auch noch nach deutschen Lizenzen (MAN,

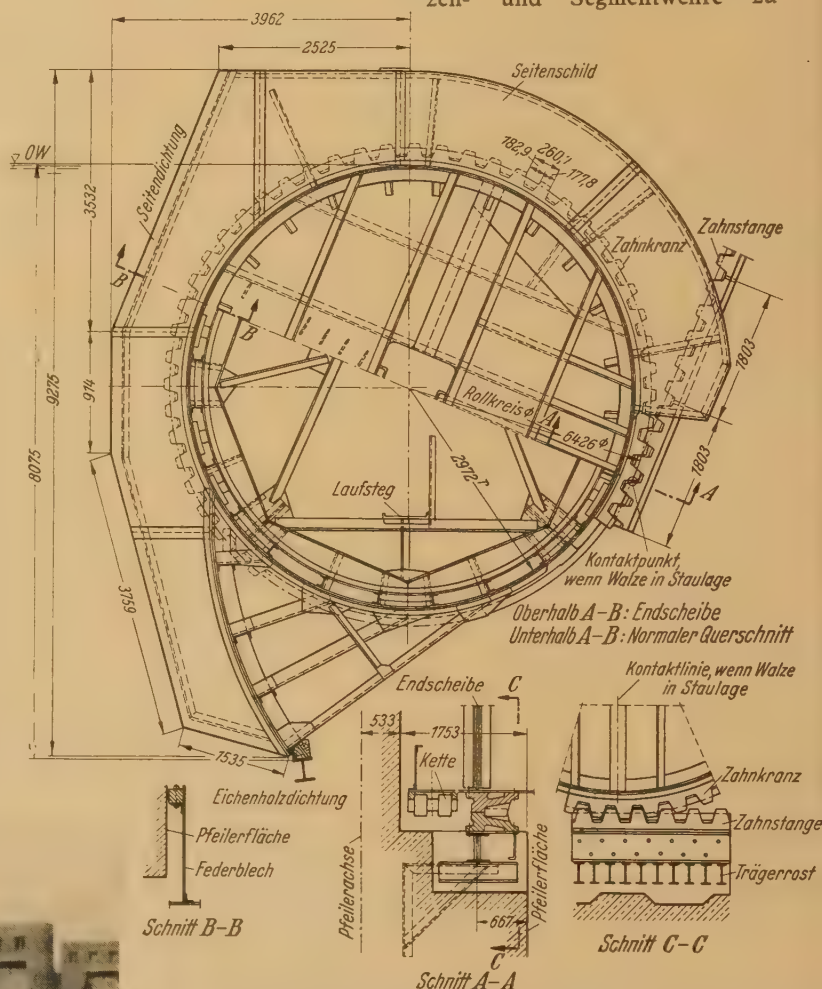


Abb. 4. Querschnitt und konstruktive Einzelheiten des Walzenwehres der Staustufe Nr. 1 der Kanawha-Kanalisation. (Entwurf: U.S. Corps of Engineers.)



Abb. 3. Walzenwehr der Staustufe Gallipolis der Ohio-Kanalisation.

mischen (Abb. 5, 6 und 7). Die Walzenwehre sitzen dabei im Stromstrich und sichern vor allem den Winterbetrieb und die Regulierung, während die Hauptzahl der Öffnungen durch Segmente abgeschlossen wird, die für die Abführung der Hochwässer geöffnet werden.

Die Abmessungen der Walzenwehre halten sich grundsätzlich im Rahmen des auch bei uns üblichen. Die Ver-

schlußhöhe überschreitet kaum 8,0 m, die lichte Weite nicht 35,0 m. Versenkwalzen sind äußerst selten, Walzenwehre mit Aufsatzklappen unbekannt.

Die meisten Wehrverschlüsse sind Segmentschützen. Man nennt sie in Amerika „Taintor gates“, nach einem Erfinder, der zwischen 1875 und 1881 die wesentlichen Patente erhielt. Man findet sie in den Flußwehren mit

erster Linie erreicht durch die Anordnung nur vertikaler Spanten zur direkten Unterstützung der Stauwand und durch Wahl solcher Abmessungen, daß einfache Walzprofile für alle Stäbe ausreichen (Abb. 9). Auch das Gewicht versucht man so leicht wie möglich zu halten. Dazu wird die schräge Stützung (Abb. 9) verwendet oder eine sprengwerkartige Ausbildung des Haupttragwerkes (Abb. 10). Es sei darauf hingewiesen, daß die in Abb. 9 gezeigte Konstruktion einen sehr leichten und schlanken Eindruck macht. Diese Lösung soll aber für eine Standardisierung vorgesehen werden, und angeblich soll ein Segment mit den Abmessungen $20,0 \times 10,0$ m weniger als 350 kg/m^2 wiegen. Überströmte Segmentverschlüsse werden mit Überfallrücken und einer Verkleidung der seitlichen Arme, die dann natürlich parallel zu den Pfeilern verlaufen, ausgerüstet (Abb. 11).

Die Dichtungen werden vorbildlich einfach und daher betriebssicher ausgebildet. An der Sohle verwendet man ausschließlich Stahlschneide mit Gummidichtung (Abb. 8),

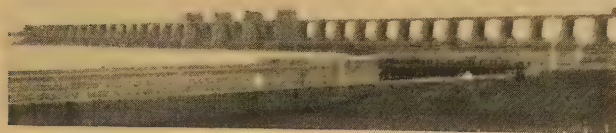


Abb. 5. Walzen- und Segmentwehre der Staufstufe Nr. 26 der Mississippi-Kanalisation.

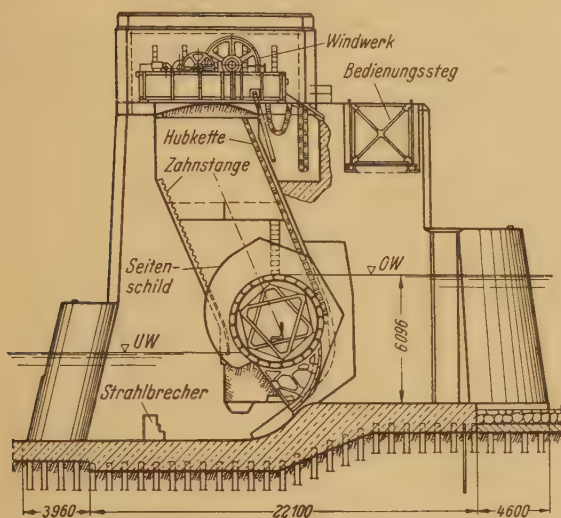


Abb. 6. Typisches Walzenwehr der Mississippi-Kanalisation. (Entwurf: U.S. Corps of Engineers.)

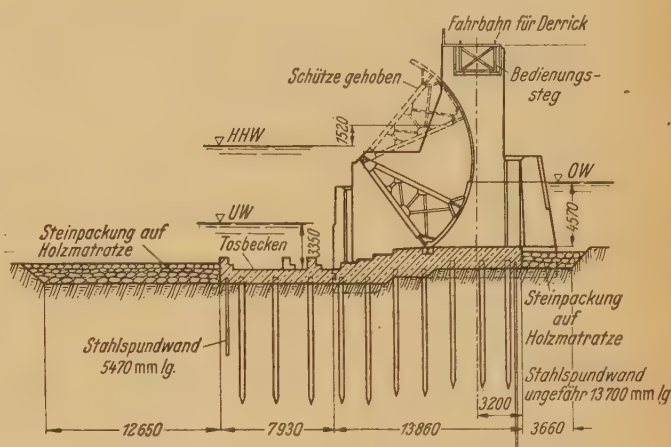


Abb. 7. Typisches Segmentwehr der Mississippi-Kanalisation. (Entwurf: U.S. Corps of Engineers.)

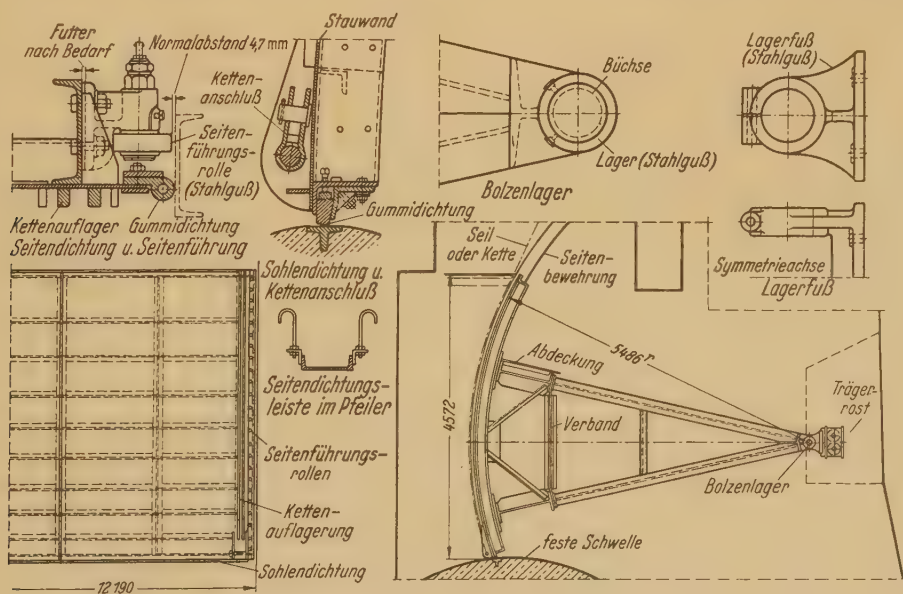


Abb. 8. Segmentwehr des Wheeler-Damms, Tennessee. (Entwurf: U.S. Bureau of Reclamation.)

Abmessungen bis zu 24 m lichter Weite und bis zu 10 m Höhe. Vor allem aber beherrschen sie das Feld der Überfallwehre auf Talsperren oder der Wehre mit hoher, fester Schwelle.

Man hat sich bemüht, möglichst einfache Segmentkonstruktionen zu entwickeln (Abb. 8). Das wurde in

an den Seiten sogenannte Notenprofile aus Gummi, die vom Wasserdruck und ihrer eigenen Vorspannung angepreßt werden (Abb. 8, 9 und 12). Den unklaren Reibungskoeffizienten des Gummis schaltet man dadurch aus, daß die Dichtungsfläche des Notenprofils häufig durch ein invulkanisiertes Messingsegment armiert wird.

Hinsichtlich der Segmentlager, ist man bei kleineren Kräften besonders auf Einfachheit bedacht (Abb. 8 und 9). Bei einigen Anlagen werden die Schubkräfte aus den

der statisch unklaren Trägerroste (Abb. 8) und der in Europa vielfach üblichen Kegellager, die in Amerika ganz unbekannt zu sein scheinen und auch sehr teuer sind, ver-

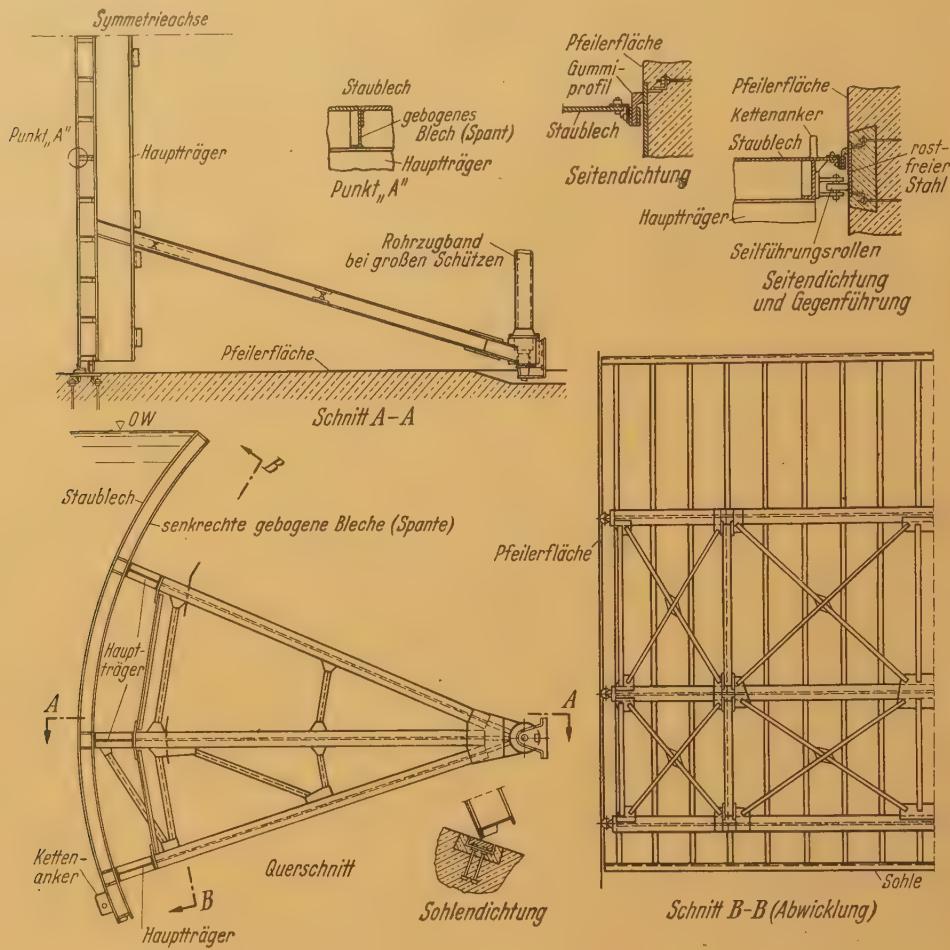


Abb. 9. Musterentwurf eines Segmentwehres. (Entwurf: U.S. Corps of Engineers.)

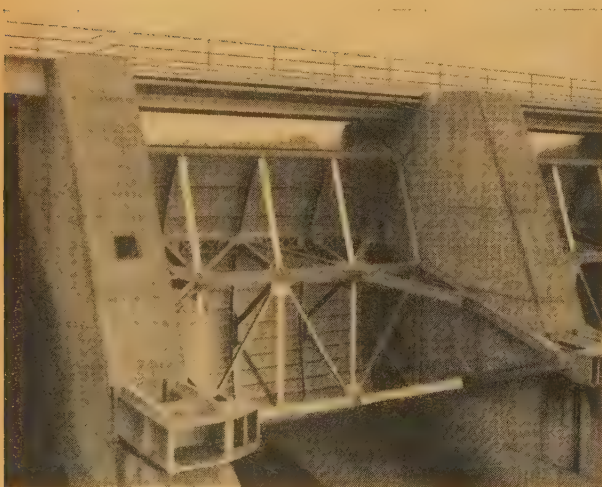


Abb. 10. Segmentwehr des Watts Bar-Damms, Tennessee.

wendet man eine offene und sehr klare Stahlkonstruktion, die die Lagerkräfte über die Ankerbolzen und Druckplatten statisch bestimmt auf die Pfeiler überträgt (Abb.

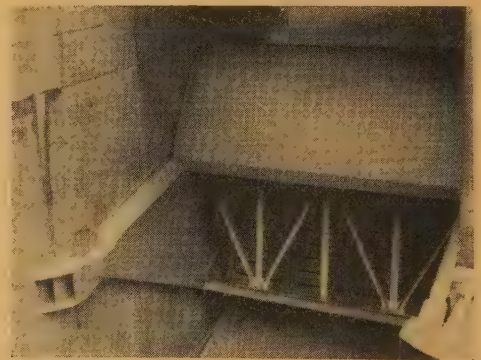


Abb. 11. Segmentwehr der Entlastungsanlage Fontana Dam, Tennessee.

schrägen Armen durch einen rohrförmigen Zugstab von den Pfeilern ferngehalten, der sich frei über die Öffnung trägt und die beiden Lager verbindet. Bei größeren Kräften sind die Bemühungen darauf gerichtet, einen klaren Übergang der Kräfte vom Segment über das Lager auf das Mauerwerk des Pfeilers zu erreichen. An Stelle

13 und 14) und gleichzeitig auch eine leichte Zugänglichkeit des Lagers sichert.

Sehr verbreitet sind weiterhin, vor allem bei Segmentverschlüssen, fahrbare Windwerke. Grundsätzlich sind größere Anlagen — schon bei 8 Öffnungen beginnend —, an Stelle der üblichen ortsfesten Antriebe, mit 2 fahr-



Stahlskelett für einen
Industriebau

Gesamtgewicht 2500 to
Bauwerkshöhe 46 m

Stahlhochbau
Brückenbau
Kesselgerüste

Industriebauten
Hallenbauten
Kranbahnen

Bunker- und
Behälterbauten
Feineisenkonstr.

GEBR. KNAUER MANNHEIM



STAHLBAU LAVIS

OFFENBACH / MAIN

HIMMEL-

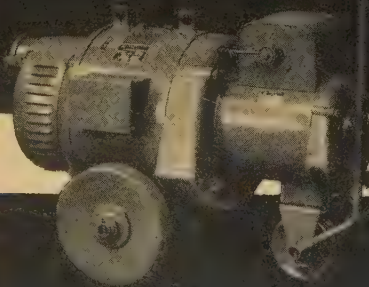
SCHWEISSUMFORMER

D.R.P.

SMD 162 f, der Kleinumformer mit zwei Bereichen von 15-70 Amp. und 45-150 Amp., für Blechstärken von 0,5-8 mm

SMD 302 f, das Standardmodell m. zwei Bereichen von 45-100 Amp. und 40-275 Amp., für Werkstoffstärken bis 12 mm

SMD 452 f, der Großumformer mit zwei Bereichen von 60-210 Amp. und 125-380 Amp., für Schweißarbeiten besonders schwerer Art



HIMMELWERK ^AG Tübingen

baren Windwerken ausgerüstet. Bei den Mississippiwehren und auch bei einigen Talsperren sieht man nur einfache, fahrbare Derricks (Abb. 5), die die Segmente in der Mitte mit Kranhaken anfassen. Bei den modernen Anlagen, besonders am Tennessee, sind gut verkleidete, fahrbare Windwerke (Abb. 15 und 16) vorhanden, die

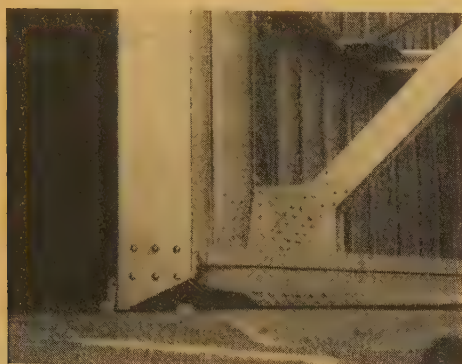


Abb. 12. Typische einfache Seitendichtung eines Segmentwehres.

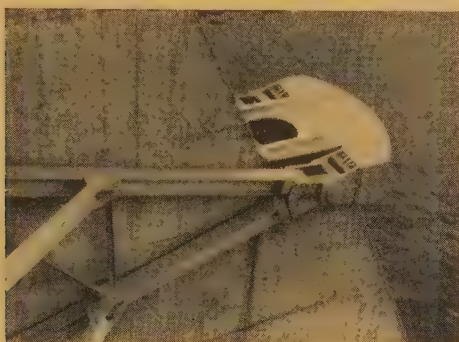


Abb. 13. Typisches Segmentlager (Seitenansicht).



Abb. 14. Typisches Segmentlager (Ansicht von Unterwasser).

sich auch im Aussehen schon wohltuend von den häßlichen Wehrbedienungskranen älterer Bauart unterscheiden (Abb. 17). Man kann bei den amerikanischen Wehranlagen auch leicht auf diese Verschönerung und vor allem sehr fühlbare Verbilligung zurückgreifen, weil die Zahl der Öffnungen fast immer sehr viel größer ist als bei uns. Es gibt nur wenige Großwehre in Europa mit mehr als 5 Öffnungen, während die amerikanischen Wehranlagen fast immer mindestens 9 Öffnungen aufweisen, so daß man die Stauregulierung durch die einzelnen Ver-

schlüsse genügend genau erreichen kann. Außerdem haben die Stauseen mit ihrer größeren Oberfläche auch eine stärkere Retentionswirkung, und schließlich ist man gegen einen etwaigen, vorübergehenden Überstau nicht so empfindlich wie im dicht bevölkerten Europa. Man sieht also, daß hier die Weite des Landes sich auch auf die konstruktive Gestaltung der Wehre auswirkt, im Gegensatz zu der in Europa und besonders bei uns notwendigen Intensivierung. Auch bei den Segmentwehren gibt es keine absenkbaren oder mit Aufsatzklappen versehenen Typen. Derartige Verfeinerungen braucht der amerikanische Stahlwasserbau nicht, während wir durch die geringe Zahl der Öffnungen und die notwendige Feinregulierung auf solche Lösungen stoßen und sie in den meisten Fällen auch tatsächlich anwenden müssen.

Schützenwehre sind seltener als bei uns. Man findet sie in erster Linie bei den älteren Anlagen (Abb. 17). Sie haben ähnliche Abmessungen wie die Segmente. Die alte Stoney-Schütze ist auch in den USA. vollständig ver-

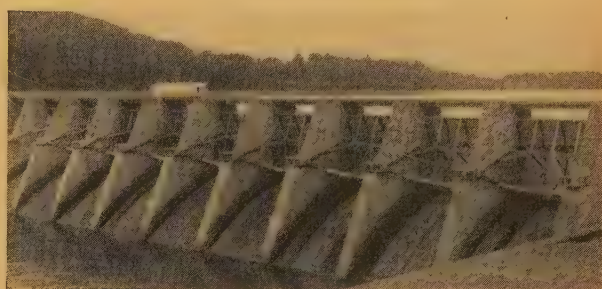


Abb. 15. Segmentwehr mit fahrbarem Antrieb bei Watts Bar-Damm, Tennessee.



Abb. 16. Fahrbare Windwerk am Watts Bar-Damm, Tennessee.

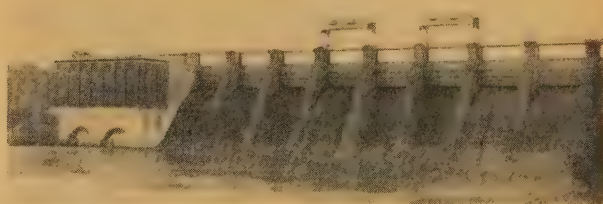


Abb. 17. Älteres Schützenwehr des Catawba System, North Carolina.

schwunden. An ihre Stelle sind die Rollschütze getreten. Sie sind den in Europa üblichen Ausführungen sehr ähnlich. Man neigt jedoch, auch bei verhältnismäßig großen Rollendrücken, zur Anordnung auskragender Rollen (Abb. 18) wegen der damit verbundenen geringen Niscentiefe. Dabei macht man sich über die Lagerung des Schützenkörpers und die Vermeidung von Nebenspannungen im Schützentragwerk sowie von Zusatz-



Abb. 22. Regulierungsmöglichkeiten für die Oberschütze der Anlage Gunthersville, Tennessee (rechts eine Oberschütze in der Notverschlußnische abgestellt).



Abb. 23. Regulierung durch Spalt zwischen Ober- und Unterschütze bei der Anlage Gunthersville, Tennessee.

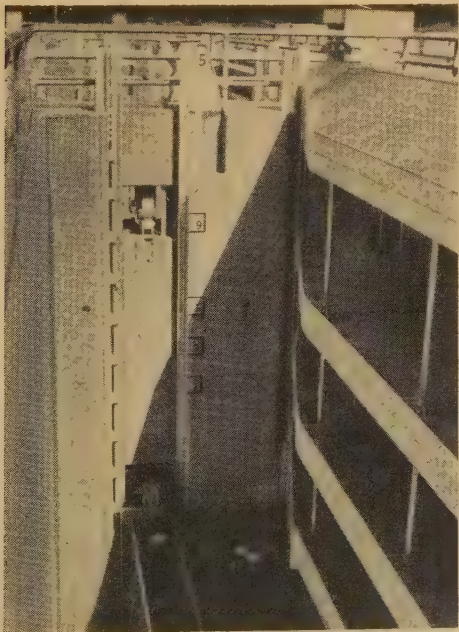


Abb. 24. Verriegelungsmöglichkeiten der Oberschütze bei der Anlage Gunthersville, Tennessee (rechts eine Unterschütze mit Überfallrücken in der Notverschlußnische abgestellt).

und Unterschütze werden unmittelbar aufeinandergesetzt und benutzen eine gemeinsame Laufbahn (Abb. 20 und 21). Nach unseren Begriffen handelt es sich dabei also mehr um den Typ des Dammbalkenwehres, denn die Bedienung

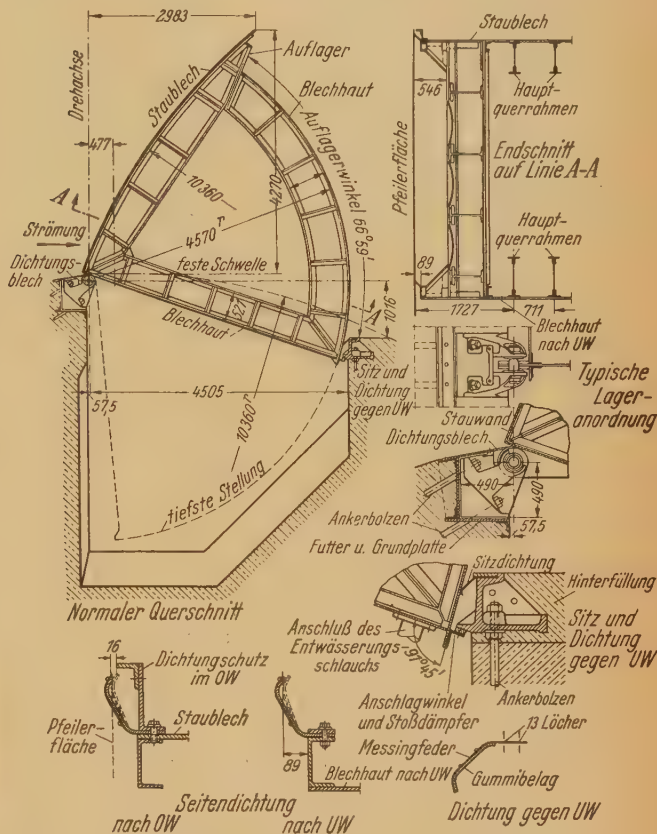


Abb. 25. Querschnitt und Einzelheiten eines Trommelwehres (drum gate). (Entwurf: U.S. Bureau of Reclamation.)



Abb. 26. Luftseitige Ansicht eines Stemmtores der Schleuse an Wheeler-Damm, Tennessee.

erfolgt zudem durch einen fahrbaren Kran über eine Art Zangenbalken. Da die Greifvorrichtung die untere Tafel auch im strömenden Wasser sicher fassen muß, besitzt sie, im Gegensatz zu den bei uns üblichen Zangenbalken, eine Verlängerung, die stets innerhalb der Nische bleibt.

Zur Regulierung wird die obere Schütztafel angehoben und in verschiedenen Stellungen verriegelt (Abb. 22), wobei der Abfluß durch den Spalt zwischen beiden Schütztafeln vor sich geht (Abb. 23). Der kleinste Spalt ist 0,30 m breit, die weiteren Zwischenstellungen haben je

gleichen Bedienungskran als Notverschlüsse eingesetzt werden.

Ein dem amerikanischen Stahlwasserbau eigentümliches Wehrsystem muß noch besonders erwähnt werden: das drum gate, gewöhnlich mit Trommelwehr übersetzt (Abb. 25 und 31). Es kann kurz beschrieben werden als eine Mischung von Sektorwehr und Klappenwehr. Sein



Abb. 27. Einschwimmbarer Notverschluß am Watts Bar-Damm, Tennessee.

0,60 m Abstand. Die Oberkante der Unterschütze besitzt eine gerade Abdeckung, die jedoch keinerlei hydraulisch bedingte Form zeigt (Abb. 24). Dieselben Verschlüsse können in gleicher Weise, natürlich ohne Zwischenregulierung, in einer oberwasserseitigen Nische durch den

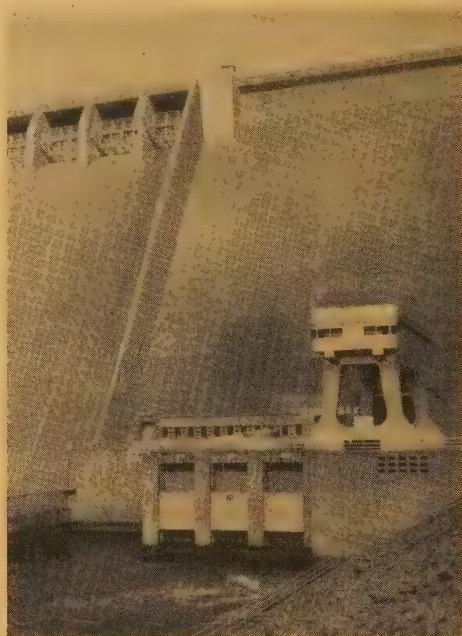


Abb. 29. Krafthauskran am Hiwasee-Damm, Tennessee.

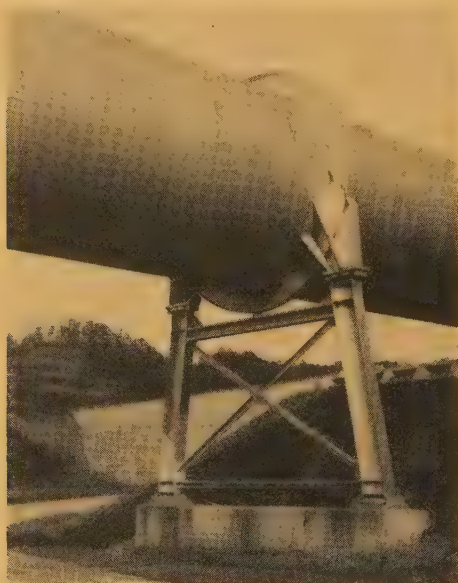


Abb. 28. Geschweißte Druckrohrleitung mit Pendelstütze am Hiwasee-Damm, Tennessee.

Anwendungsbereich ist auf Überfallwehre auf Talsperren und höhere, feste Wehre beschränkt. Es ist in den USA. entwickelt worden und hat sich außerordentlich bewährt. In einer späteren Arbeit soll über diese Wehrrart ausführlich berichtet werden, weil sie viele Vorteile hat und auch ohne weiteres auf europäische Verhältnisse übertragbar ist. Bei den großen staatlichen Talsperrenbauten ist das drum gate heute das übliche Entlastungswehr auf der Mauerkrone.

Selbstverständlich ist auch der Bau von stählernen Schleusentoren voll entwickelt. Der Verfasser selbst hat jedoch nur Stemmtores gesehen, die sich nicht von unseren Konstruktionen unterscheiden, es sei denn durch ihre großen Abmessungen (Abb. 26). Zur Schleusenfüllung werden die Tore selten herangezogen, da die Neigung besteht, das Schleusungswasser durch Füllschlitze einlaufen zu lassen, die auf die ganze Kammerlänge verteilt sind.

Auf einige Besonderheiten sei abschließend noch hingewiesen; Bei der Anlage Watts Bar des TVA. findet



Abb. 30. Oberwasserseitige Gesamtansicht der Anlage Fort Loudoun, Tennessee.

sich eine Konstruktion vor, über die bei uns schon oft diskutiert wurde, ein einschwimmbarer Notverschluß (Abb. 27). Es handelt sich dabei um ein Wehr auf hoher Schwelle, so daß — Stau vorausgesetzt — das Bewegen des dockartigen Verschlußkörpers im tiefen Wasser jederzeit möglich ist. Dieser Notverschluß hat sich durchaus bewährt.

Alle Werkarbeit macht einen tadellosen Eindruck. Schweißkonstruktionen sind selten, aber offenbar im Vordringen (Abb. 9 und 18). Bisher schweißt man keine ganzen Verschlußkörper, wohl aber einzelne Konstruktionsteile, wie Lagerträger (Abb. 13 und 14), Überfallrücken und Verkleidungen (Abb. 11 und 24). Ein weiteres Beispiel für geschweißte Konstruktionen sind Druckrohrleitungen und deren Stützrahmen (Abb. 28).

Seit in den USA. der Ausbau der Wasserstraßen und Wasserkraftwerke immer mehr durch die öffentliche Hand geführt wird, beginnt man sich auch um das Äußere der Anlagen zu kümmern. Man bemüht sich um ein sachliches und klares Aussehen der Bauwerke. Anblicke, wie die der Krane in Abb. 17, werden seltener, wie die Abb. 15, 16 und 23 zeigen. Gerade auf dem Gebiet der Krane bei Wehren und Kraftwerken sind architektonisch einwandfreie Lösungen gefunden worden, z. B. auch bei Kraftwerken offener Bauweise (Abb. 29). Man macht nicht den Versuch, die Anlage zu verstecken, findet aber Wege, sie der Umgebung einzufügen (Abb. 30 und 31).

Schon die vorstehende, flüchtige Betrachtung zeigt, daß der amerikanische Stahlwasserbau andere Wege gehen konnte und mußte als der europäische. Unsere hochentwickelten Wehrverschlüsse sind dort nicht nötig, wo

man mit acht bis zwanzig oder noch mehr Öffnungen arbeitet, während wir schon selten fünf haben. Hinzu kommt die amerikanische Tendenz zu einfachen Konstruktionen, die wir uns durchaus zum Vorbild nehmen

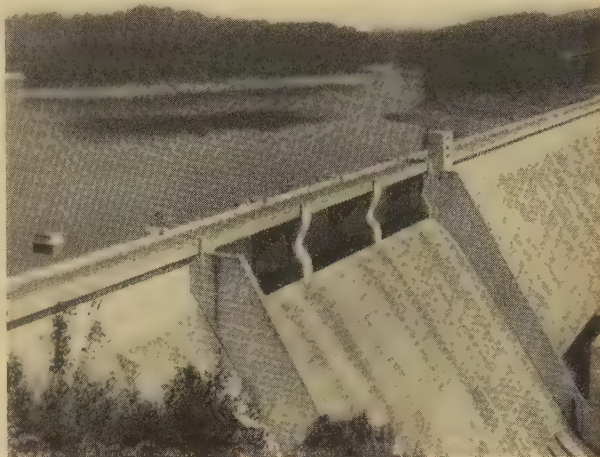


Abb. 31. Entlastungsanlage mit Trommelwehr am Noris-Damm, Tennessee.

können. Im übrigen können wir beim Export in Länder mit ähnlichen Aufgaben auf die amerikanischen Erfahrungen und Entwicklungen sehr oft zurückgreifen. Denn was bei uns gut ist, ist im Ausland und besonders in Übersee keineswegs immer die richtige Lösung.

Die Berechnung von Auflagerbänken und Auflagerquadrern von Brückenpfeilern.

Von Dr.-Ing. Hans Sievers, Duisburg.

1. Die bisherigen Berechnungsverfahren.

Nach DIN 1075, Massive Brücken, Berechnungsgrundlagen. Ziff. 7, ist die Längsbewehrung von Auflagerbänken unter der Annahme zu berechnen, daß sich der Auflagerdruck von der Außenkante der Auflagerplatte unter 45° bis zur Unterkante der Auflagerbank verteilt. Es wird also stillschweigend angenommen, daß die Auflagerbank als Balken nach der Bernoullischen Hypothese berechnet werden kann. Daß diese Hypothese bei Auflagerbänken nicht anwendbar ist, geht jedoch schon daraus hervor, daß sie in der Unterkante der Auflagerbank Extremwerte der Normalspannungen und damit Dehnungen liefert, die durch Reibung auf das darunterliegende Pfeilermauerwerk übertragen würden. Es ist also keineswegs angängig, die Auflagerbank als vom übrigen Pfeilerschaft losgelösten Balken zu betrachten. Vielmehr ist die Auflagerbank der Kopf einer Scheibe im Sinne der Elastizitätstheorie, in dem die von den Auflagerplatten ausgehenden Drucktrajektorien so abgelenkt werden, daß sie in einer gewissen Höhe unter den Auflagerplatten mit ausreichender Genauigkeit als lotrecht und in gleichen Abständen verlaufend angenommen werden können, also gleichmäßig verteilte Druckspannungen ergeben, während die durch die Ablenkung der Drucktrajektorien hervorgerufenen horizontalen Normalspannungen an dieser Stelle verschwinden.

Theoretisch befriedigender ist der Weg, den Mörsch [1] bei der Berechnung von Gelenkquadrern eingeschlagen hat. Seine Annahme, daß die Resultierende der Druckspannungen beiderseits des Mittelschnittes parabelförmig verläuft (Abb. 1), führt jedoch zu unrichtigen Ergebnissen. Da die Normalspannung im Mittelschnitt proportional der Krümmung der resultierenden Drucktrajektorie ist, so

ergibt eine Parabel konstante Normalspannungen. Das Moment der äußeren Kräfte kann aber nur durch Normalspannungen wechselnden Vorzeichens aufgenommen werden, deren Summe null sein muß. Der Grundgedanke von Mörsch kann jedoch benutzt werden, um unter Ver-

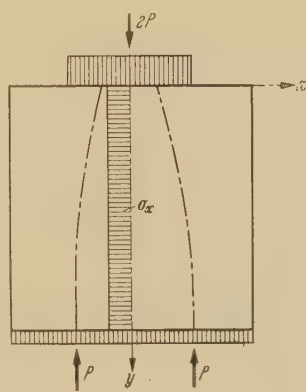


Abb. 1.

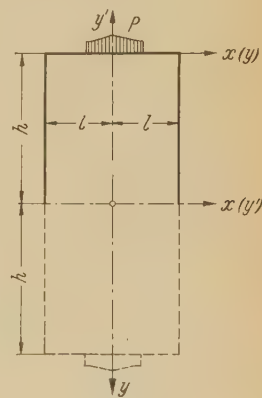


Abb. 2.

wendung der Ergebnisse der Theorie der Scheiben eine verhältnismäßig gut konvergierende und für die praktischen Bedürfnisse ausreichende Näherungslösung abzuleiten.

2. Untersuchung nach der Theorie der Scheiben.

Wir betrachten den Pfeiler als rechteckige Scheibe. Wie bereits erwähnt, kann von vornherein erwartet werden, daß für Schnitte in großem Abstand h vom Pfeilerkopf (s. Abb. 2) die in der Richtung der Belastung wir-

kenden Spannungen σ_y nahezu gleichmäßig verteilt sind und damit die Spannungen σ_x zu null werden. Denken wir uns die Scheibe spiegelbildlich zu der $x(y')$ -Achse ergänzt, so erhalten wir einen Belastungsfall, der von F. Bleich [2] nahezu streng untersucht worden ist. Symmetrisch zur lotrechten Achse wirkende Belastungen können durch die Fouriersche Reihe

$$p = A_0 + \sum_1^\infty A_n \cos \beta_n x \quad (1)$$

wiedergegeben werden, worin

$$\beta_n = \frac{n\pi}{l}$$

Dann wird nach F. Bleich

$$\sigma'_x = 2 \sum_1^\infty A_n \frac{(1 - \beta_n h) \operatorname{Co} \beta_n y' + \beta_n y' \operatorname{Sin} \beta_n y'}{e^{\beta_n h}} \cos \beta_n x.$$

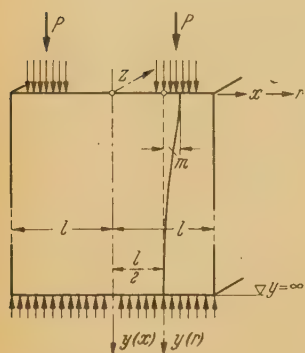


Abb. 3.

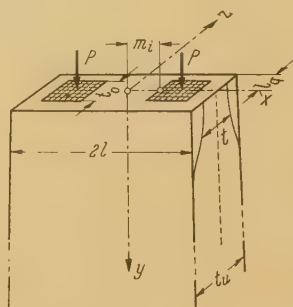


Abb. 4.

Am Kopf der Scheibe ist $\beta_n y'$ verhältnismäßig groß. Man kann daher

$$\operatorname{Co} \beta_n y' \approx \operatorname{Sin} \beta_n y' \approx \frac{1}{2} e^{\beta_n y'}$$

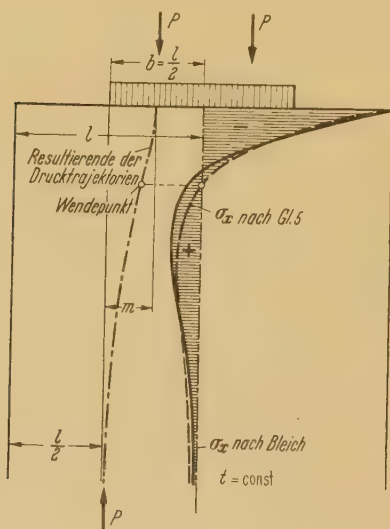


Abb. 5.

setzen und erhält damit

$$\sigma'_x = \sum_1^\infty A_n \frac{1 - \beta_n (h - y')}{e^{\beta_n (h - y')}} \cos \beta_n x$$

und mit der Koordinatentransformation

$$y = h - y'$$

$$\sigma'_x = \sum_1^\infty A_n \frac{1 - \beta_n y}{e^{\beta_n y}} \cos \beta_n x.$$

Diese Beziehung erfüllt noch nicht die Randbedingungen. Sie liefert für $x = l$, den endlichen Wert

$$\Delta \sigma_x = \sum_1^\infty A_n \frac{1 - \beta_n y}{e^{\beta_n y}} \cos \beta_n l.$$

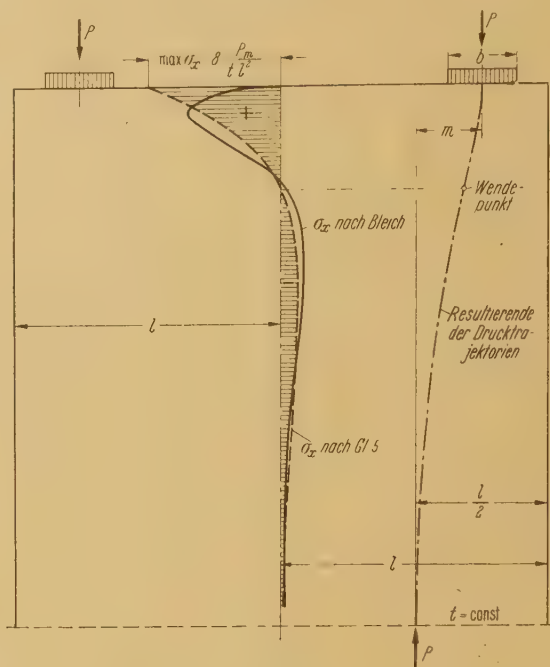


Abb. 6.

Da es sich um eine verhältnismäßig schmale Scheibe handelt, setzen wir nach Bleich

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma'_x - \Delta \sigma_x = \\ &= \sum_1^\infty A_n (1 - \beta_n y) e^{-\beta_n y} (\cos \beta_n x - \cos \beta_n l) = \\ &= \sum_1^\infty A_n (1 - \beta_n y) e^{-\beta_n y} \left(\cos n\pi \frac{x}{l} - \cos n\pi \right). \end{aligned}$$

Für $x = 0$ wird

$$\sigma_x = 2 \sum_1^\infty A_n (1 - \beta_n y) e^{-\beta_n y}, \quad n = 1, 3, 5, \dots \quad (2)$$

Die Reihe Gl. (2) konvergiert bei kleinen Werten y , also gerade im Bereich der größten Werte σ_x sehr schlecht, so daß es erwünscht ist, für praktische Aufgaben eine Näherungslösung abzuleiten.

3. Näherungslösung.

Die Resultierende der Drucktrajektorien rechts oder links vom Mittelschnitt $x = 0$ (s. Abb. 3) muß mit lotrechter Tangente von der Mitte der Auflagerplatten ausgehen und in $y = \infty$ die Strecke l ebenfalls mit lotrechter Tangente halbieren. Diesen Bedingungen genügt die Funktion

$$r = m (1 + a\eta) e^{-a\eta}, \quad \text{worin } \eta = \frac{y}{l}. \quad (3)$$

Aus ihr folgt

$$\sigma_x = -\frac{P}{t} \frac{d^2 r}{dy^2} = \frac{P}{t} \frac{m}{l^2} a^2 (1 - a\eta) e^{-a\eta}. \quad (4)$$

Hierin ist t die im allgemeinen variable Breite, auf die sich die Last P in der Richtung z verteilt.

Der Vergleich mit der Lösung nach Bleich zeigt bei einigen Beispielen, daß sowohl bei dem Belastungsschema

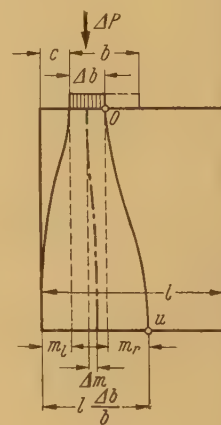


Abb. 7.

der Auflagerbank wie dem des Auflagerquaders der Inhalt der Zugspannungsfläche um weniger als 0,2 % abweicht, wenn man

$$\sigma_x = 8 \frac{Pm}{t l^2} (1 - 2,5 \eta) e^{-\frac{\pi}{2} 1,6 \eta} \quad (5)$$

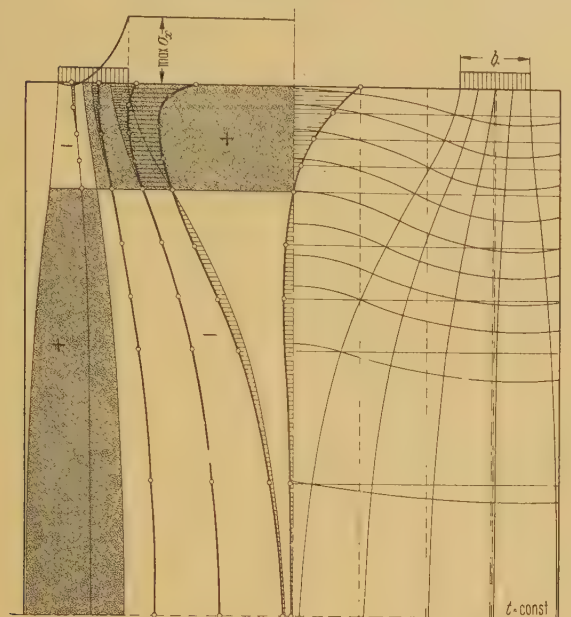


Abb. 8.

setzt oder, da Pm gleich dem auf den Mittelschnitt wirkenden Moment M der äußeren Kräfte ist,

$$\sigma_x = 8 \frac{M}{t l^2} (1 - 2,5 \eta) e^{-\frac{\pi}{2} 1,6 \eta} \quad (5a)$$

Für $\eta = 0,4$ wird $\sigma_x = 0$.

Der Inhalt der Zugspannungsfläche beträgt

$$Z = 1,17 \frac{M}{l} \quad (6)$$

Bemerkenswert ist, daß bei unserer Näherungsrechnung der Hebelarm der inneren Kräfte

$$z = \frac{M}{Z} = \frac{l}{1,17} \quad (7)$$

unabhängig vom Belastungsbild ist.

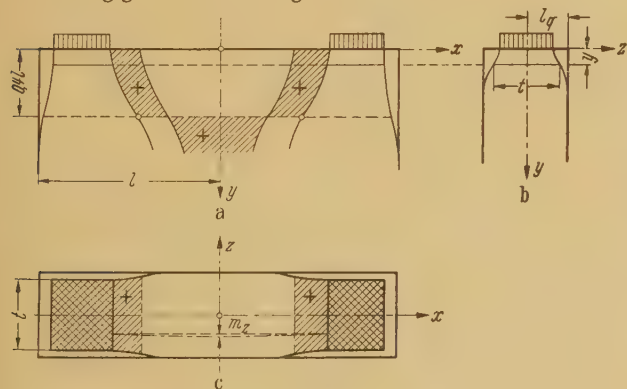


Abb. 9.

Der Extremwert der Spannung tritt in Oberkante Auflagerquader auf. Er folgt aus Gl. (5a) zu

$$\max \sigma_x = 8 \frac{Pm}{t_0 l^2} = 8 \frac{M}{t_0 l^3} \quad (8)$$

Den Wert t ergibt die Beziehung

$$t = t_u - 2 m_q (1 + 2,5 \eta_q) e^{-\frac{\pi}{2} 1,6 \eta_q} \quad (9)$$

worin $\eta_q = \frac{y}{l_q}$, $m_q = 0,5 (t_u - t_0)$

(s. Abb. 4).

Bei der praktischen Anwendung der Formeln ist es zweckmäßig, nicht mit den Spannungen σ_x , sondern mit den Werten

$$s_x = t \sigma_x$$

zu arbeiten und daraus die Bewehrung zu ermitteln.

In Abb. 5 ist der Verlauf der Resultierenden der Drucktrajektorien und der Spannungen bei dem Belastungsschema des Auflagerquaders mit der Annahme $t = \text{const}$ wiedergegeben. Man erkennt die gute Übereinstimmung mit der Berechnung nach Bleich.

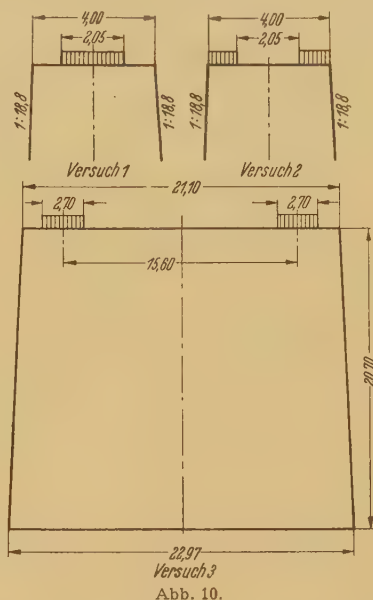


Abb. 10.

Bei dem Belastungsschema der Auflagerbank dagegen (Abb. 6) erhält man im Zugbereich bei nahezu gleichbleibendem Flächeninhalt der Zugspannungsfläche einen wesentlich abweichenden Verlauf der Spannungen.

Wir werden später sehen, daß die Versuche das Ergebnis der Näherungsformel bestätigen.

Wir haben uns bisher ausschließlich mit den Spannungen im Mittelschnitt $x = 0$ befaßt. Um die Verteilung der Spannungen σ_x über den Pfeilerlängsschnitt zu erfassen, stellen wir folgende Überlegungen an (Abb. 7).

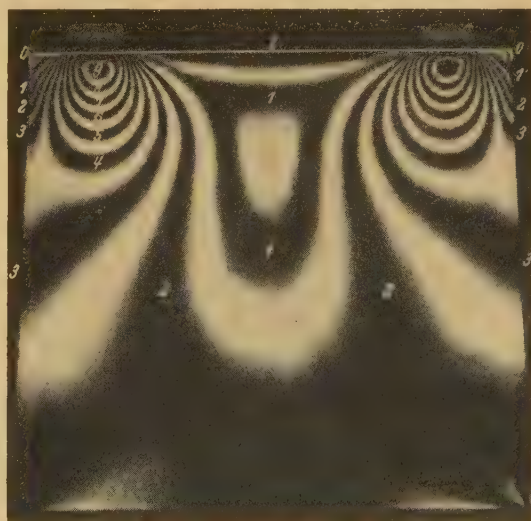


Abb. 11.

Die auf die Breite Δb wirkende Teillast ΔP verteilt sich in genügend großer Entfernung vom Pfeilerkopf gleichmäßig auf die Breite l .

Die von Δb ausgehenden Drucktrajektorien werden begrenzt durch Exponentialfunktionen (3), in denen für

m die in Abb. 7 eingezeichneten Werte m_l bzw. m_r einzusetzen sind. Die strichpunktiert eingezeichnete Resultierende dieser Drucktrajektorien erfährt die Ablenkung

$$\Delta m = 0,5 l \frac{\Delta b}{b} - \left(c + \frac{\Delta b}{2} \right). \quad (10)$$

Mit diesem Wert können nach Gl. (5) die Spannungen ermittelt werden, die in dem krummlinig begrenzten Schnitt $o-u$ zu erwarten sind. Sie sind in Abb. 8 für mehrere Schnitte dargestellt. Bei einem bestimmten aus Gl. (10) folgenden Wert Δb wird $\Delta m = 0$. In dem zugehörigen Schnitt $0-u$ wechseln die Spannungen σ_x ihr Vorzeichen. Abb. 8 zeigt die Verteilung von Zug und Druck über dem Pfeilerquerschnitt sowie den Verlauf der nach Gl. (8) ermittelten Spannungen $\max \sigma_x$. Schließlich ist in der rechten Hälfte von Abb. 8 noch der vermutliche Verlauf der die Drucktrajektorien rechtwinklig schneidenden Trajektorien dargestellt.

Aus diesen Überlegungen ergeben sich folgende Schlüsse für die Anordnung der Bewehrung der Auflagerbank:

• Man kann entweder die Bewehrung dem Verlauf der Zugtrajektorien anpassen, wobei wesentlich ist, daß im Bereich der Auflagerquader, wie aus dem Versuch hervorgeht, nur Druck auftritt (s. unter 4), oder man kann die Hauptbewehrung waagrecht durchführen. Dann ist eine

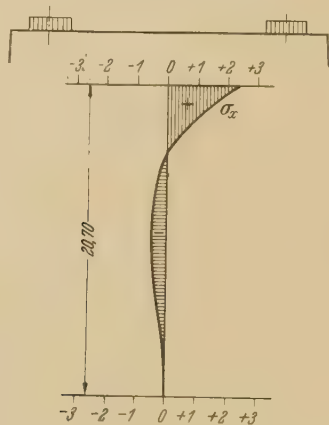


Abb. 12.

lotrechte Bewehrung anzuordnen, die die lotrechten Komponenten der nach Gl. (5) ermittelten Spannungen σ_x aufnehmen kann. Es wird im allgemeinen genügen, den Größtwert dieser Spannung unter Benutzung der Gl. (3) und (5) zu ermitteln und nachzuprüfen, ob die aus konstruktiven Gründen ohnehin anzuordnende lotrechte Bewehrung ausreicht. Der Größtwert beträgt bei konstantem $t = t_0$ (Abb. 4)

$$\max \sigma_v = 8 \frac{M}{t_0 l^2} \cdot 0,29 \frac{m_i}{l} = 0,29 \frac{m_i}{l} \cdot \max \sigma_x.$$

Bei variablem t wird der Wert kleiner. Es wird jedoch mit Rücksicht auf den etwas abweichenden Verlauf der Zugspannungstrajektorien beim Versuch (s. Abb. 13) empfohlen, mit diesem Wert zu rechnen. Die Bewehrung ist im Pfeilerquerschnitt in einer Breite t anzuordnen, die aus Gl. (9) mit dem Werte $\eta_q = 0,4 \frac{l}{l_q}$ zu errechnen ist.

Die Scheibentheorie liefert insofern keine strenge Lösung, als es sich zwar bei Gelenkquadrern um eine Schneidenbelastung, dagegen bei Pfeilern immer um eine Stempelbelastung handelt. Der Grundgedanke von Mörsch ermöglicht jedoch eine annähernde Erfassung auch der im Grundriß auftretenden Spannungen. Nach Abb. 9 b hat sich die Druckspannung im Pfeilerquerschnitt im Abstand y von Oberkante Pfeiler auf die Breite

$$t = t_u - 2 m_q (1 + 2,5 \eta_q) e^{-\frac{\pi}{1} 1,6 \eta_q}$$

verteilt (Gl. 9). Im Grundriß (Abb. 9 c) erfährt die Re-

sultierende der Trajektorien in diesem Querschnitt eine Ablenkung

$$m_z = 0,5 \left(l_q - \frac{t}{2} \right).$$

Ist F_l die Längsbewehrung des Pfeilers im Abstand y vom Pfeilerkopf, so ist an dieser Stelle eine Querbewehrung

$$F_q = F_l \frac{m_z}{l_q}$$

anzuordnen, und zwar bei dem Belastungsschema der Abb. 9 a, in dem in Abb. 9 a und c angelegten Bereich.

Der Grundgedanke der Näherungslösung läßt sich sinngemäß auch bei mehr als zwei Auflagern sowie bei unsymmetrischer Belastung anwenden.

Die Brückenpfeiler haben im Grundriß im allgemeinen keinen Rechteckquerschnitt. Man kann sich so helfen, daß man zur Ermittlung von l den Querschnitt in ein flächengleiches Rechteck verwandelt und zur Ermittlung von m den Schwerpunkt der halben Querschnittsfläche bestimmt.

Um die Anwendung der Näherungsformeln zu erleichtern, sind die in Frage kommenden Funktionen in der folgenden Tafel zusammengestellt:

η	$(1 - 2,5 \eta) e^{-\frac{\pi}{2} 1,6 \eta}$	$(1 + 2,5 \eta) e^{-\frac{\pi}{2} 1,6 \eta}$
0	+ 1,000	1,000
0,1	+ 0,584	0,973
0,2	+ 0,303	0,908
0,3	+ 0,118	0,823
0,4	0	0,732
0,6	- 0,111	0,553
0,8	- 0,134	0,402
1,0	- 0,122	0,284
1,2	- 0,098	0,196
1,5	- 0,063	0,120
1,6	- 0,054	0,090
2,0	- 0,026	0,038

4. Spannungsoptische Untersuchungen.

Veranlassung zu den vorstehenden Überlegungen gab der Wiederaufbau der Rheinbrücke Duisburg-Ruhrort-Homberg. Da erwogen wird, die unter dieser Brücke anstehende Kohle abzubauen, mußte besonderer Wert auf einwandfreie Erfassung des Kräftespieles in den Pfeilern gelegt werden.

Die Trägerin des Rheinbrückenbaues, die Rheinbrückenbau- und Betriebsgesellschaft Duisburg-Homberg G.m.b.H., entschloß sich daher, im Institut von Herrn Prof. Dr.-Ing. Hirschfeld an der Technischen Hochschule Aachen spannungsoptische Versuche durchführen zu

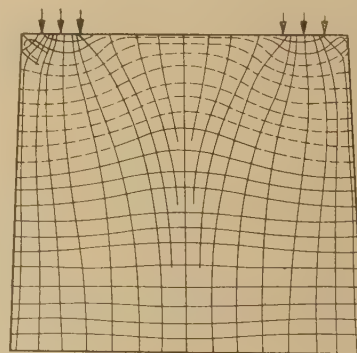


Abb. 13.

lassen, deren Ergebnisse mit freundlicher Erlaubnis von Herrn Prof. Hirschfeld hier auszugsweise wiedergegeben werden.

Die Versuchskörper wurden, wie Abb. 10 zeigt, nicht als rechteckige Scheiben, sondern — entsprechend den üblichen Verhältnissen — trapezförmig hergestellt.



Bahnsteighalle München Hbf.

M.A.N. Stahlbau

NEUZEITLICHE BAUFORMEN · FORTSCHRITTLICHE BAUWEISEN

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.G. WERK GUSTAVSBURG



GEGRÜNDET 1880

POLENSKY & ZÖLLNER KÖLN / RHEIN

Hauptverwaltung z. Z. LAHDE/Weser

Niederlassungen in:

BERLIN	FRANKFURT/MAIN	KÖLN
BRAUNSCHWEIG	HAMBURG	MINDEN
BREMEN	HANNOVER	MÜNCHEN
DORTMUND	KASSEL	STUTTGART
	KOBLENZ	

ENTWURF UND AUSFÜHRUNG

von

**INGENIEURBAUTEN
DES HOCH- UND TIEFBAUES
BETON- UND STAHLBETONBAU
SPANNBETON**

Bauten für Wasserwirtschaft und Wasserstraßen
Flugplätze · Eisenbahnen · Landstraßen
Gründungen jeder Art · Grundwasserabsenkungen
Geschäftshäuser · Wohnhäuser · Industriebauten
Erbewegungen jeder Art und Größe

Avenarius
HOLZSCHUTZMITTEL SEIT ÜBER 75 JAHREN
BAUTENSCHUTZMITTEL RACOSIT
FÜR BETON, EISEN, MAUERWERK, DÄCHER

R. AVENARIUS & CO. · STUTTGART · HAMBURG 36 · KÖLN-RIEHL
GAU-ALGESHEIM · FRANKFURT/M. · MÜNCHEN 19 · DARMSTADT

**„Stabil“-GITTERROSTE
CARL WELLEN & CO.
DÜSSELDORF — TEL. 17441**

D. B. G. M.

WOLFF KRANE
HEILBRONN/NECKAR

BRECHTEL
PFAHL-GRÜNDUNG
SYSTEM BRECHTEL
JOHANNES BRECHTEL
LUDWIGSHAFEN AM RHEIN · TEL. 62828/29

Abb.11 zeigt das spannungsoptische Bild, Abb.12 den Verlauf der Spannungen σ_x im Mittelschnitt und Abb.13 die Spannungstrajektorien bei Versuch 3. Man erkennt die gute qualitative Übereinstimmung mit den entsprechenden Ergebnissen unserer Näherungslösung in Abb.6 bzw. 8. Aber auch quantitativ ist die Übereinstimmung bei dem praktisch wichtigsten Werte Z recht befriedigend, wie die folgende Gegenüberstellung zeigt.

Versuch	Inhalt Z der Zugspannungsfläche		Abweichung %
	nach Versuch t	nach Gl. (7) t	
1	151	157	+ 4
2	105,5	107	+ 1
3	188	210	+ 12

Brücke mit elastischem Verbund
zwischen den Stahlhauptträgern und der Betonfahrbahntafel.

Von Dr.-Ing. Hellmut Homberg, Hagen i. W.

In den letzten Jahren sind in steigendem Maße Straßenbrücken in Verbundbauweise ausgeführt worden. Bei dieser Bauweise wird die Stahlbetonfahrbahntafel durch Verdübelung mit den Stahlrückenträgern zu einem geschlossenen Baukörper zusammengefaßt und an der Aufnahme der Lasten beteiligt. In der Fahrbahntafel eines Verbundbauwerks überlagern sich zahlreiche Spannungen in Längs- und Querrichtung. Es sind dies außer den Spannungen in den Haupt- und Nebentragsystemen noch die Spannungen aus Schwinden und Kriechen des Betons sowie aus Temperaturänderungen. Um die volle Mitwirkung der Stahlbetonfahrbahntafel im Verbund zu gewährleisten, ist es notwendig, ein Aufreißen des Betons zu vermeiden. Es ist daher dort, wo im Beton größere Zugspannungen auftreten, durch Montagemassnahmen oder durch Einlage von Vorspannelementen der Fahrbahntafel eine Druckvorspannung zu geben.

Zu dem Problem des Verbundbrückenbaues hat sich immer mehr das der unmittelbar befahrenen Betonfahrbahntafel gesellt. Bei dieser Bauweise wird eine erhöhte Rissesicherheit gefordert. Damit wird der ausnutzbare Bereich der Betonspannungen weiter eingeengt. Je größer die Spannweite eines Bauwerks ist, desto größer sind die Spannungen in der Betonfahrbahntafel, die sich aus der Verbundwirkung ergeben. Da einerseits die Dicke der Betonfahrbahntafel aus Gründen der Wirtschaftlichkeit nicht beliebig gesteigert werden kann und da andererseits die Betonspannungen innerhalb der durch die Vorschriften festgelegten Werte bleiben müssen, schien für den Verbundbrückenbau eine Grenze bezüglich der in dieser Bauweise möglichen Stützweite gesetzt zu sein.

Zur Verringerung der Schwind-, Kriech- und Temperaturspannungen, die in den bisher üblichen Verbundträgern auftreten, hat man die mit dem Beton unmittelbar verbundenen Stahlgurte immer schwächer ausgebildet. Man ist sogar so weit gegangen, daß man bei stählernen Fachwerkbrücken mit unten liegender Fahrbahntafel die Stahluntergurte ganz weggelassen und durch eine vorgespannte Betontafel ersetzt hat. Eine solche Entwicklung ist zwar folgerichtig, es entstehen dadurch aber Schwierigkeiten bei der Montage bzw. es gehen die Vorteile des Stahlbaus in bezug auf diese verloren.

Es scheint nun, daß ein „elastischer Verbund“ ein geeignetes Mittel ist, um die Betonfahrbahntafel zu entlasten und damit den Anwendungsbereich der Verbundbrücken zu vergrößern.

Bei den ausgeführten Verbundbrücken wurde die Stahlbetonfahrbahntafel bisher bekanntlich durch eine starre Verdübelung unmittelbar mit der Stahlkonstruktion verbunden. Unter einem „elastischen Verbund“ soll nun

Die Werte m sind dabei bei Versuch 1 und 2 für die Ordinate $y = 4,0$, also für denjenigen Abstand vom Pfeilerkopf errechnet worden, bei dem die Spannungen σ_x nahezu ausgeglichen sind.

Bemerkenswert ist, daß alle Versuche im Bereich der Auflagerquader negative Spannungen σ_x ergeben haben, während unsere Näherungslösung nach Abb.8 dort noch Zugspannungen ergibt. Das ist dadurch zu erklären, daß die Theorie keine Rücksicht darauf nimmt, daß die Belastung durch einen steifen Körper eingetragen wird.

Literatur.

1. E. Mörsch: Beton und Eisen 23 (1924), Heft 12. Vgl. auch: Betonkalender 1951, S.269 und F. Schleicher, Taschenbuch für Bauingenieure, Neudruck Berlin 1949, S.1485.
2. F. Bleich: Der Bauingenieur 4 (1923), S.255. Siehe auch A. u. L. Föppl: Drang und Zwang, 3. Aufl., 1. Bd., München 1941, S.331.

eine Konstruktion verstanden werden, bei der die Verbindung zwischen Betonfahrbahntafel und Hauptträgern mittelbar durch Zwischenschaltung einer elastischen Konstruktion erfolgt, die im weiteren als Schubverband bezeichnet werden möge.

Dieser Schubverband kann sich als Fachwerk- oder Rahmenträger zwischen Fahrbahntafel und Brückenhauptträgern in der ganzen Länge der Brücke erstrecken und

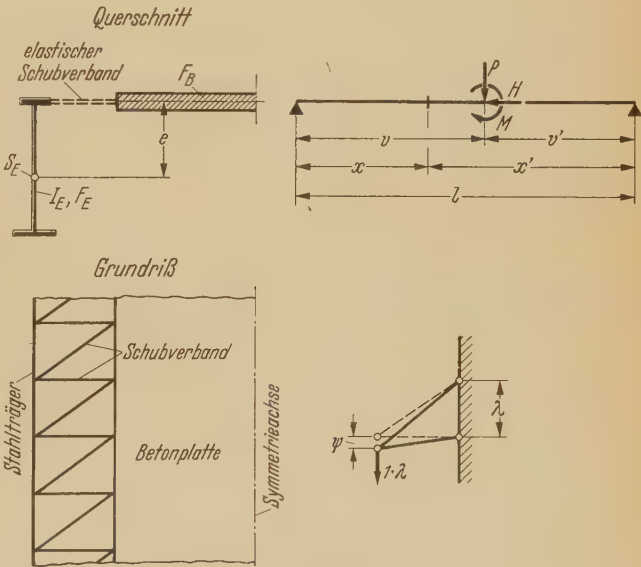


Abb. 1. System eines Trägers mit elastischem Verbund.

muß in der Lage sein, gegenseitige elastische Verschiebungen zwischen Fahrbahntafel und Brückenhauptträgern zuzulassen.

Durch diese gegenseitigen elastischen Verschiebungen ist der Beton in der Lage, sich teilweise der Mitwirkung im Verbundträger zu entziehen. Insbesondere werden Spannungsspitzen, wie sie beim Verbundträger mit starrem Verbund unter Einzellasten und namentlich über den Zwischenstützen durchlaufender Träger auftreten, abgerundet und dabei ganz erheblich abgemindert. Dieses Ausrunden der Spannungsspitzen ist dadurch zu erklären, daß durch die Elastizität des Schubverbandes keine Unstetigkeitsstellen im Verlauf der Schubkraft auftreten können, die ja der Grund für solche Spannungsspitzen sind.

Sieht man von Einflüssen ab, die sich aus der Veränderlichkeit der voll mittragenden Plattenbreite eines

Verbundträgers ergeben, so ist beim fest verdübelten Verbundträger der Spannungszustand der Fahrbahnplatte nur von den Querschnittsabmessungen und der Größe des Moments an der zu untersuchenden Stelle abhängig. Im Gegensatz dazu ist beim Verbundträger mit elastischem Verbund die Gesamtlänge des Trägers sowie der Belastungszustand bzw. der gesamte Momentenverlauf im

außerordentlich hohe Kräfte und Spannungen an den äußersten Dübeln auftreten, die mitunter besondere konstruktive Maßnahmen erfordern, betragen die Schubkräfte und Spannungen aus den gleichen Wirkungen beim elastischen Verbund nur noch einen Bruchteil derselben. Wie Versuchsrechnungen ergaben, sind die elastischen Schubverzerrungen des Betons in der Regel klein gegen-

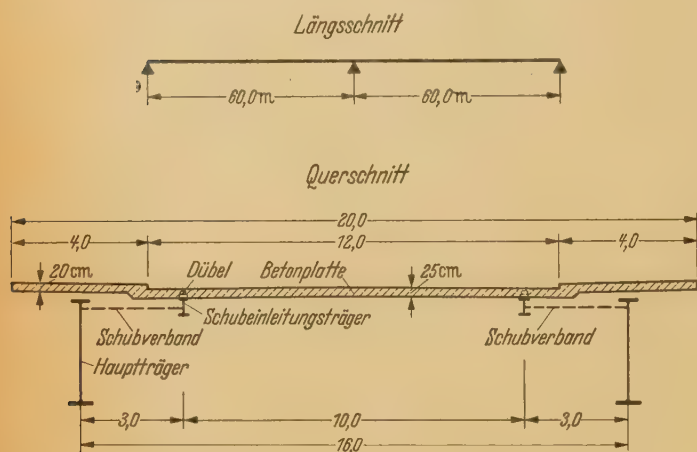


Abb. 2. Beispiel für eine Brücke mit elastischem Verbund.

Träger für den Spannungszustand im Beton neben der Elastizität des Verbundes von entscheidender Bedeutung.

Bei einer sich über einen kurzen Bereich erstreckenden Spannungsspitze gestattet der elastische Verbund dem Beton, sich fast völlig der Mitarbeit im Verbund zu entziehen, da hierfür nur geringe gegenseitige Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger erforderlich

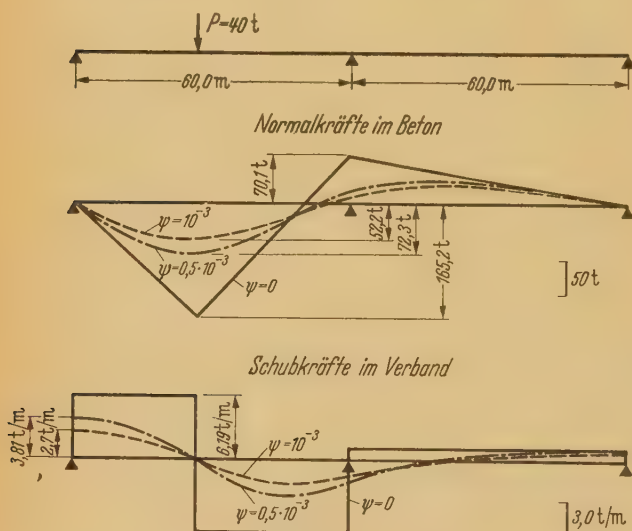


Abb. 3. Wirkung einer Einzellast P.

sind. Der Verbundträger nähert sich hierbei statisch einem System aufeinanderliegender, nicht schubfest verbundener Träger. Bei einem sich über einen sehr großen Bereich erstreckenden gleichbleibenden Momentenverlauf reichen dagegen die Verschiebungen, die der elastische Verbund gestattet, nicht aus, um eine wesentliche Entlastung des Betons zu ermöglichen. Der Verbundträger nähert sich hier statisch dem Verbundträger mit starrem Verbund.

Bemerkenswert ist das Verhalten des elastischen Verbundes bei den Belastungsfällen Schwinden und ungleiche Temperaturänderung zwischen Betonfahrbahnplatte und Stahlträger. Während beim starren Verbund theoretisch die volle Schubkraft aus den genannten Wirkungen bereits beim ersten Dübel eingeleitet werden muß und somit

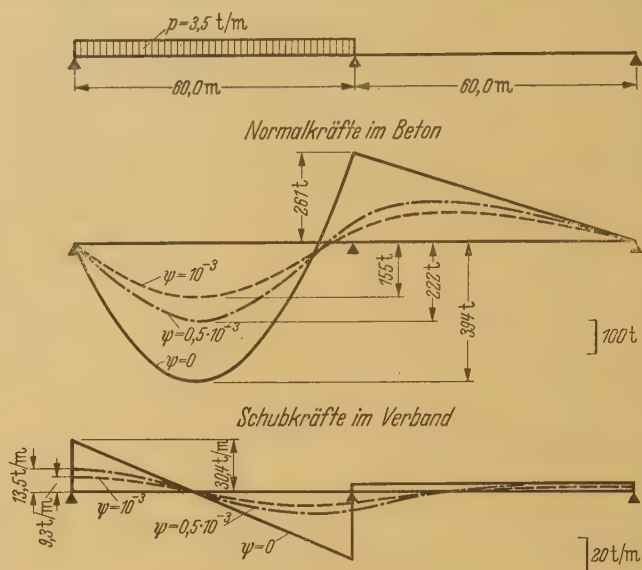


Abb. 4. Wirkung einer Streckenlast p.

über den Formänderungen des Schubverbandes; sie können bei der Berechnung von elastischen Verbundkonstruktionen unberücksichtigt bleiben. Es kann daher die volle Plattenbreite als mitwirkend in Rechnung gestellt werden.

Die geschilderten Eigenschaften des elastischen Verbundes gestatten nun bei geeigneter Wahl der Elastizität des Schubverbandes, die gewünschte Entlastung der Fahrbahnplatte zu erreichen. Die Berechnung von elastischen

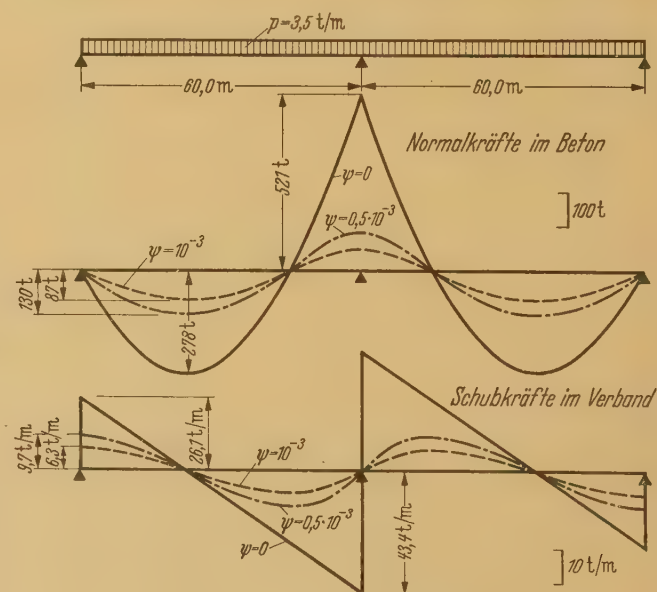


Abb. 5. Wirkung einer durchgehenden Last p.

Verbundkonstruktionen kann mit Hilfe der Arbeit des Verfassers „Über die Lastverteilung durch Schubkräfte, Theorie des Plattenkreuzwerks“, Stahlbau 1952, Heft 3, 4 und 5, erfolgen. Nachstehend werden gebrauchsfertige Lösungen für den Träger auf zwei Stützen angegeben. Aus den Gleichungen errechnet sich die Normalkraft im Beton und damit die Schwerpunktschubspannung in der Betonfahrbahnplatte. Hinzu kommen die Biegespannungen in

der Fahrbahntafel, die sich aus der Krümmung des Gesamtträgers ergeben.

Lösungen zur Berechnung von Trägern mit elastischem Verbund.

(Siehe Abb. 1.)

Eigenwerte $\omega'_{E(n)} = \frac{l^3}{n^3 \pi^3 E_E I_E}$,

Absenken um $c=46$ cm

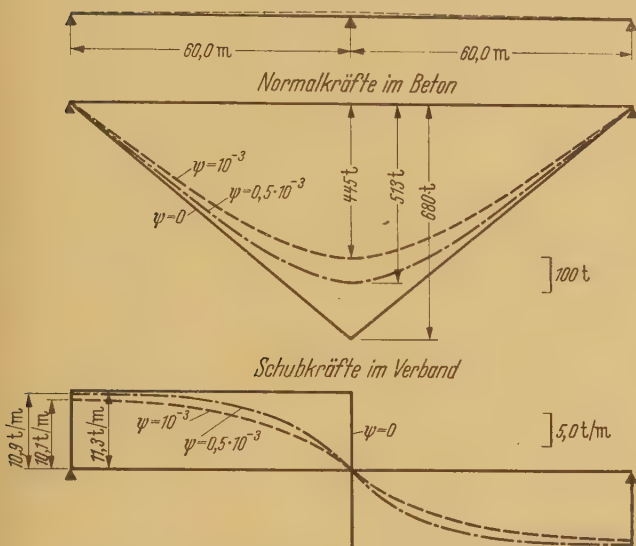


Abb. 6. Wirkung einer Stützensenkung.

$$\omega'_{EW(n)} = \frac{l^2}{n^2 \pi^2 E_E I_E}$$

$$\omega'_{EN(n)} = \frac{l^2}{n^2 \pi^2 E_E F_E}$$

$$\omega'_{BN(n)} = \frac{l^2}{n^2 \pi^2 E_B F_B}$$

$n = 1, 2, 3, \dots$

Schwinden mit Kriechen $\varepsilon_s = 0,25\%$

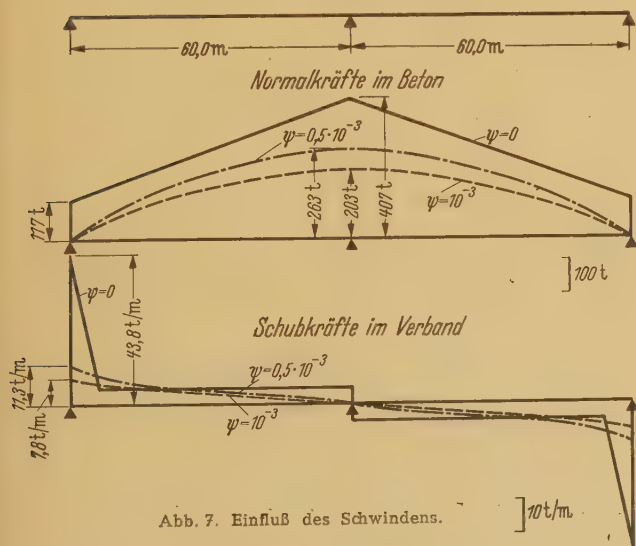


Abb. 7. Einfluß des Schwindens.

Darin sind

l Gesamtstützweite des Trägers,

F_E, I_E und E_E Querschnittsfläche, Trägheitsmoment und Elastizitätsmodul des Stahlträgers,

F_B und E_B Querschnittsfläche und Elastizitätsmodul der Betonplatte.

Hilfsgrößen $Y_{\{n\}}$ und $\gamma_{v(n)}$

Infolge von $P = 1$ in v erhalten wir

$$Y_{\{n\}} = \frac{e \omega'_{E(n)}}{N_{(n)}}, \quad \gamma_{v(n)} = \sin n\pi v/l,$$

infolge von $M = 1$ in v

$$Y_{\{n\}} = \frac{e \omega'_{EW(n)}}{N_{(n)}}, \quad \gamma_{v(n)} = \cos n\pi v/l,$$

infolge von $H = 1$ in v am Beton

$$Y_{\{n\}} = \frac{\omega'_{BN(n)}}{N_{(n)}}, \quad \gamma_{v(n)} = \cos n\pi v/l - 1.$$

Darin ist $n = 1, 2, 3, \dots$

$$N_{(n)} = e^2 \omega'_{EW(n)} + \omega'_{EN(n)} + \omega'_{BN(n)} + \psi.$$

ψ ist die Verschiebung eines Elementes des Schubverbandes nach Abb. 1.

Temperaturunterschied 15°C

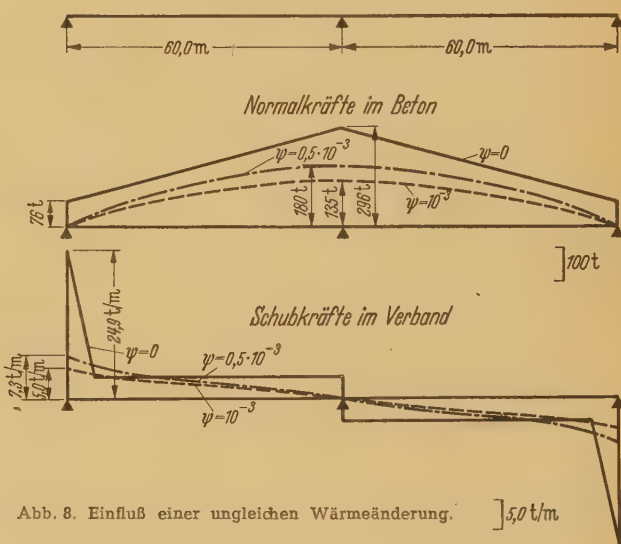


Abb. 8. Einfluß einer ungleichen Wärmeänderung.

Einflußlinien

Schubkraft in $x, 0 \leq x \leq l$,

$$S_{xv} = \frac{2}{l} \sum_{n=1, 2, 3, \dots} \cos n\pi x/l \cdot \gamma_{v(n)} Y_{\{n\}},$$

Schubkraft in $x = 0$

$$S_{xv} = \frac{2}{l} \sum_{n=1, 2, 3, \dots} \gamma_{v(n)} Y_{\{n\}},$$

Biegemoment in $x, 0 \leq x \leq l$

$$M_{xv} = M_{xv}^0 + \frac{2e}{\pi} \sum_{n=1, 2, 3, \dots} \frac{1}{n} \sin n\pi x/l \cdot \gamma_{v(n)} Y_{\{n\}},$$

Biegemoment in $x = l/2$

$$M_{xv} = M_{xv}^0 + \frac{2e}{\pi} \sum_{n=1, 3, 5, \dots} \pm \frac{1}{n} \gamma_{v(n)} Y_{\{n\}},$$

Normalkraft in $x, 0 \leq x \leq l$

$$N_{xv} = \frac{2}{\pi} \sum_{n=1, 2, 3, \dots} \frac{1}{n} \sin n\pi x/l \cdot \gamma_{v(n)} Y_{\{n\}},$$

Normalkraft in $x = l/2$

$$N_{xv} = \frac{2}{\pi} \sum_{n=1, 3, 5, \dots} \pm \frac{1}{n} \gamma_{v(n)} Y_{\{n\}},$$

Durchbiegung in x , $0 \leq x \leq l$

$$\delta_{xv} = \delta_{xv}^0 + \frac{2e l^2}{\pi^3 E_E I_E} \sum_{n=1, 2, 3, \dots} \frac{1}{n^3} \sin \frac{n\pi x}{l} \cdot \gamma_{v(n)} Y_{\{n\}}$$

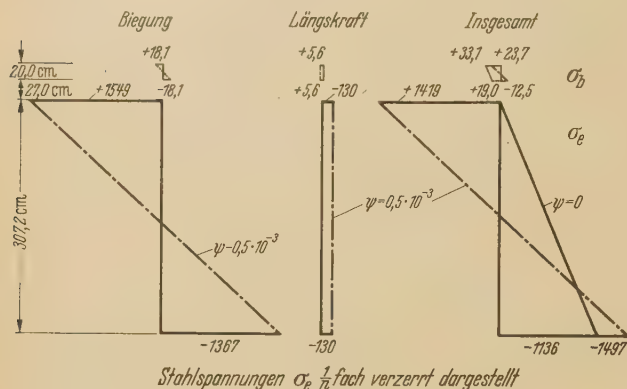


Abb. 9. Spannungsverteilung im Stützenquerschnitt.

Durchbiegung in $x = l/2$

$$\delta_{xv} = \delta_{xv}^0 + \frac{2e l^2}{\pi^3 E_E I_E} \sum_{n=1, 3, 5, \dots} \pm \frac{1}{n^3} \gamma_{v(n)} Y_{\{n\}}$$

Die Konvergenz des Verfahrens ist im allgemeinen gut. Sie hängt von der zu berechnenden statischen Größe, der Art des Lastangriffs und von der Elastizität des Schubverbandes ab. Zur Berechnung der Durchbiegungen sind etwa 10, der Normalkräfte etwa 20 und der Schubkräfte etwa 40 Reihenglieder zu berücksichtigen.

Bei Durchlaufkonstruktionen empfiehlt es sich, die Stützreaktionen des gewöhnlichen Durchlaufbalkens zu ermitteln und diese und die gegebene Belastung auf den Balken auf 2 Stützen aufzubringen.

Die Wirkung des elastischen Verbundes soll an dem Beispiel Abb. 2 erläutert werden. Es wurden für dieses Brückentragwerk drei Steifigkeitsannahmen gemacht.

1. Starrer Verbund, $\psi = 0$ (ausgezogene Linie),
2. elastischer Verbund mit größerer Steifigkeit, $\psi = 0,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{t}$ (strichpunktierte Linie) und
3. elastischer Verbund mit geringerer Steifigkeit, $\psi = 1,0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{t}$ (gestrichelte Linie).

Aus Abb. 3 bis 6 ist deutlich die den Beton entlastende Wirkung des elastischen Verbundes zu ersehen sowie die Tendenz, Spannungsspitzen auszurunden. Der Vergleich der Abb. 3 und 6 zeigt darüber hinaus den Einfluß, den die Form der Momentenlinie auf die entlastende Wirkung des elastischen Verbundes hat. Die hohe Spannungsspitze in Abb. 3 wird erheblich mehr abgebaut als die der Abb. 6.

In Abb. 7 und 8 sind die Wirkungen des Schwindens und einer ungleichen Temperaturänderung zwischen Betonfahrbahntafel und Stahlträger dargestellt. Hierbei wurden bei starrem Verbund die Schubkräfte an den Trägern, die theoretisch unendlich werden, entsprechend den Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau dreieckförmig auf eine Länge von $l/10$ verteilt. Die erheblich entlastende Wirkung des elastischen Verbundes ist bei diesem Lastfall besonders augenfällig.

In Abb. 9 ist der Spannungsverlauf im Querschnitt über der Stütze entsprechend der Belastung nach Abb. 5 des elastischen Verbundträgers mit $\psi = 0,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{t}$ dargestellt. Es überlagern sich dabei die Spannungen aus der Krümmung des Trägers mit den Spannungen aus den Normalkräften zu den resultierenden Spannungen. In das Diagramm der Gesamtspannungen ist zum Vergleich der Spannungsverlauf bei starrem Verbund eingezeichnet.

Instandsetzung, Verstärkung und Erbreiterung einer Brücke durch Anwendung einer Verbundkonstruktion.

Von Oberbaurat Pfitzer, Eßlingen.

Die sog. Schlachthausbrücke in Eßlingen, welche den Roßneckarkanal überquert, wurde 1879 gebaut. Sie weist 2 Fachwerkträger in einer Gesamthöhe von 2,25 m und 8 vollwandige Querträger auf. Der Hauptträgerabstand beträgt 9,55 m, der Querträgerabstand 2,25 m. Auf den Querträgern waren Längsträger aus I 16 in Abstand von 37,5 cm eingebaut, und quer zu diesen Längsträgern waren 220 · 110 angeordnet. Das Gesamtgewicht der Brücke betrug 122 t. Hiervon entfielen allein auf die Fahrbahnkonstruktion 65 t. Zwischen den Hauptträgern waren 2 Gehwege von 1,50 m Spannweite angeordnet. Die Fahrbahnbreite betrug nur 6,30 m (vgl. Abb. 1). Eine Nachrechnung ergab eine Tragkraft nach Brückenklasse II (16 t Walze). Der Verkehr ist überaus stark (etwa 10 000 bis 14 000 Fahrzeuge je Tag). Die ungünstigen Kurven, die von und zu der Brücke führen, haben immer wieder Schwierigkeiten infolge der geringen Fahrbahnbreite auf der Brücke für den Verkehr gebracht.

Eine Brückenuntersuchung im Jahre 1949 ergab starke Verrostungen der Längsträger und der Belageisen, die eine sofortige Erneuerung aus Gründen der Verkehrssicherheit notwendig machten. Von Bedeutung war, daß es sich um nicht schweißbares Eisen handelte. Für die Instandsetzung der Brückenkonstruktion und die Verstärkung der Tragkraft boten sich grundsätzlich 2 Wege an.

Beibehaltung der seitherigen Konstruktion. Die Erneuerung der Längsträger und Be-

lageisen allein, also ohne Verstärkung, war nicht zu vertreten, da hierfür erhebliche Kosten aufzuwenden gewesen wären. Außerdem wäre die Tragkraft von 16 t bei dem vorhandenen Verkehr unzureichend gewesen.

Durch Verringerung des Längsträgerabstandes auf 25 cm und Verstärkung der Hauptträger hätte die Tragkraft der Brücke auf 24 t (Brückenklasse I) gesteigert werden können. Diese Ausführung hätte erhebliche Nachteile gebracht. Die Fahrbahnbreite von 6,30 m hätte beibehalten werden müssen, da die Querträger bei einer Vergrößerung der Lastfläche für den rollenden Verkehr nicht mehr ausgereicht hätten. Die Verstärkung hätte sich also im wesentlichen auf die Hauptträger und den Fahrbahnrost beschränken müssen. Die vorhandenen starken Brückenschwingungen hätten beibehalten werden müssen und der alten Eisenkonstruktion hätte man eine Beanspruchung von 1400 kg/cm² und mehr zumuten müssen.

Verbundkonstruktion. Durch diese Erwägungen veranlaßt wurde die Anwendung einer Verbundkonstruktion untersucht. Es ergab sich, daß eine Stahlbetonfahrbahnplatte von 25 cm Stärke im Verbund mit den Querträgern es gestattete, die Gehwege außerhalb der Hauptträger anzuordnen, so daß nach dem Umbau eine Brückenfahrbahn von 8,32 m zur Verfügung stand. Der Fußgängerverkehr ist vom rollenden Verkehr durch die Hauptträger getrennt und die Tragkraft der Brücke auf Brückenklasse I (24 t) verstärkt. Durch die Verbundwirkung

wurde außerdem erreicht, daß die Spannungen in der Stahlkonstruktion 614 kg/cm^2 nicht überschritten. Auch konnte durch diese Konstruktion eine wesentliche Verringerung der Schwingungen erreicht werden (vgl. Abb. 2).

Die Kosten beliefen sich auf rd. DM 34 000,—, sie waren trotz erheblicher verkehrsmäßiger und statischer Vorteile nicht wesentlich höher als bei der zuerst geschilderten Lösung. Über die konstruktiven Einzelheiten sei folgendes bemerkt:

Die Stahlbetonplatte wurde

Ausbildung der Dübel selbst ist aus der Abb. 2 ersichtlich. Am Rande der Platte wurde ein kräftiger Endwinkel angeordnet.

Von der Stahlkonstruktion waren infolge der gewählten Konstruktion nur die Hauptträger zu verstärken. Es mußten je eine Gurtplatte im oberen und unteren Gurt aufgelegt und die zu schwachen Diagonalen verstärkt bzw. ausgewechselt werden. Im Zusammenhang mit der Verlegung des Gehwegs nach außen wurde durch ein Aussteifungsblech zwischen Querträger und Hauptträger die Steifigkeit der Brücke weiter erhöht (vgl. Abb. 2).

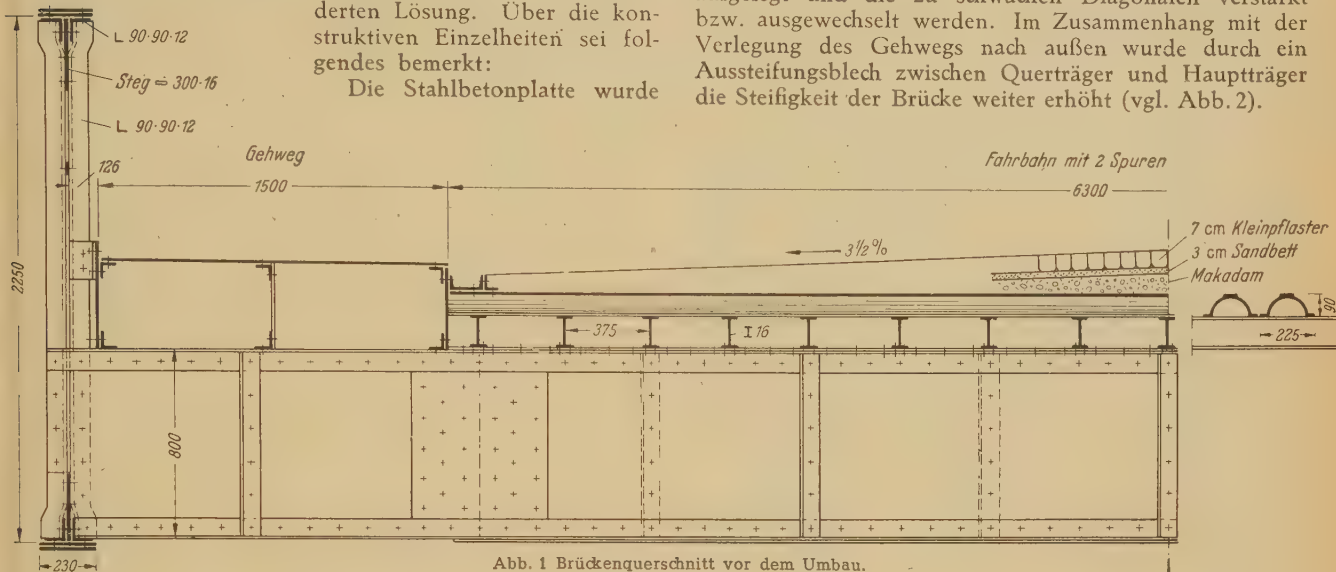


Abb. 1 Brückenquerschnitt vor dem Umbau.

als kontinuierliche Platte über 8 Öffnungen ausgeführt. Die Stahlquerschnitte für die Feldmomente wurden jedoch ermittelt für eine Platte auf 2 Stützen. Von den

Ausführung. Der Umbau erfolgte in der Zeit vom 1. August bis 26. Oktober 1950. Für den Beton wurden $300 \text{ kg Zement/m}^3$ fertiger Beton vorgeschrieben. Für die Zuschlagstoffe wurde Neckarmaterial nach der Sieblinienkurve zugegeben. Die Platte wurde in einem Guß unter Einsatz eines Innenrüttlers betoniert. Die 6 Probewürfel

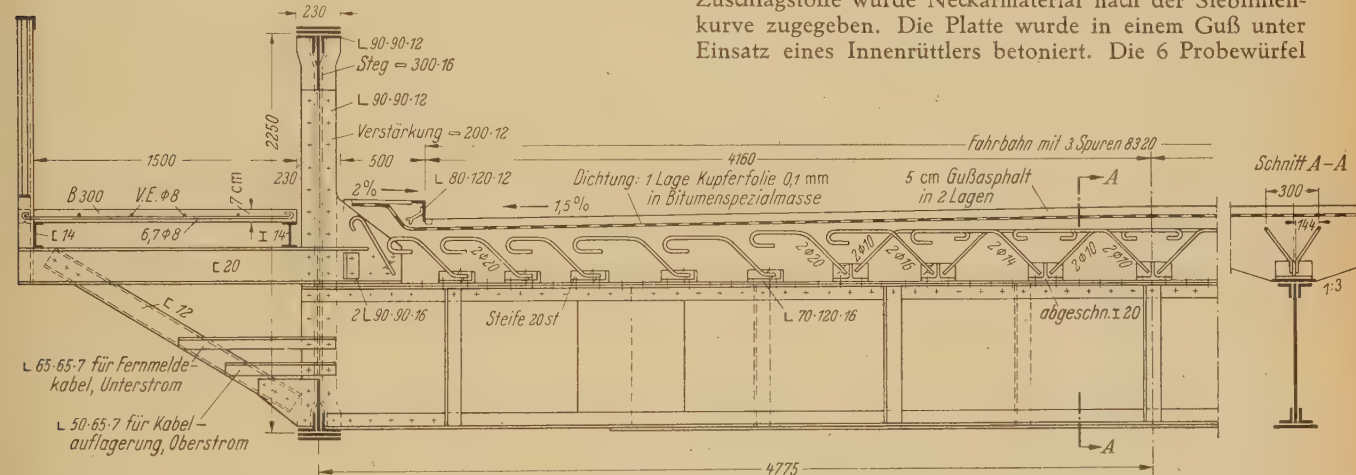


Abb. 2. Brückenquerschnitt nach dem Umbau. Anordnung der Schubsticherung mittels Dübel und Schrägeisen auf dem Querträger.

unteren Zugeisen im Feld wurden 60 % als untere Bewehrung über den Stützen durchgeführt (vgl. Abb. 3 u. 4).

Die Anordnung von Schubdübeln wurde nach der Berechnung von Prof. Maier-Leibnitz durchgeführt. Die

ergaben eine mittlere Druckfestigkeit von 397 kg/cm^2 . Die Betonfahrbahn erhielt eine Kupferbanddichtung von 0,1 mm Stärke, die in Asbestbitumenmasse verlegt wurde. Als Belag wurde eine 5 cm starke Gußasphaltdecke eingelegt. Die Stahlkonstruktion wurde von der Maschinenfabrik Eßlingen, die Betonarbeiten von der Firma Haug & Co., Eßlingen, ausgeführt.

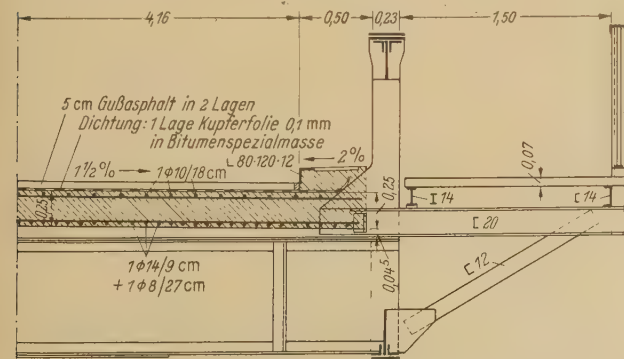


Abb. 3. Querschnitt der neuen Fahrbahnplatte.

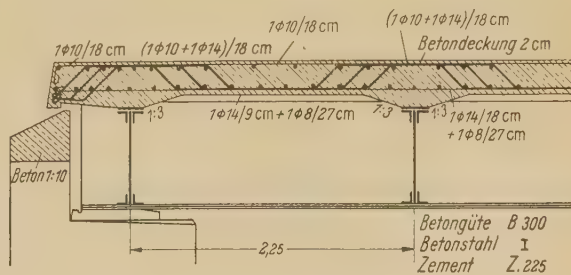


Abb. 4. Längsschnitt der neuen Fahrbahnplatte.

Kurze Technische Berichte.

Die Segmentverschlüsse des Wehres
von Balgerhoeke.

Zum Zwecke einer leichteren Bedienung wurden beim Wehr von Balgerhoeke (Belgien) die zwei Durchflußöffnungen des Abflußkanals des Flusses Lys, die bisher durch Notverschlüsse mit waagrechten Balken abgesperrt waren, durch Segmente verschlossen. Grundsätzlich ist

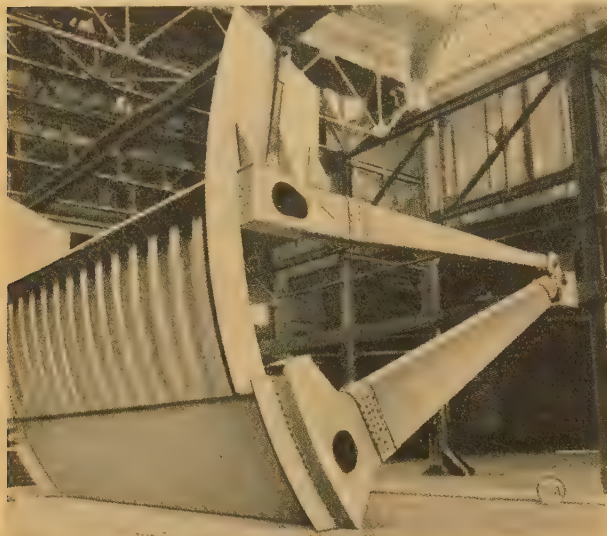


Abb. 1. Wehr Balgerhoeke. Angehobene Oberschütze.

jede Öffnung von etwa 7 m Breite durch Segmentschützen verschließbar und zwar durch eine untere und eine obere Schütze, die gegen die untere verschiebbar ist und zur Regulierung des Hochwassers dient. Wenn die obere Schütze sich in der höchsten Stellung befindet, beträgt die Stauhöhe 4,50 m.

Abb. 1 gibt einen Überblick über den in der Werkstatt zusammengebauten Verschluss ohne Antriebsmechanismus, die obere Schütze in angehobener Stellung. Die Segmentschützen bestehen aus einem geschweißten Hohl-

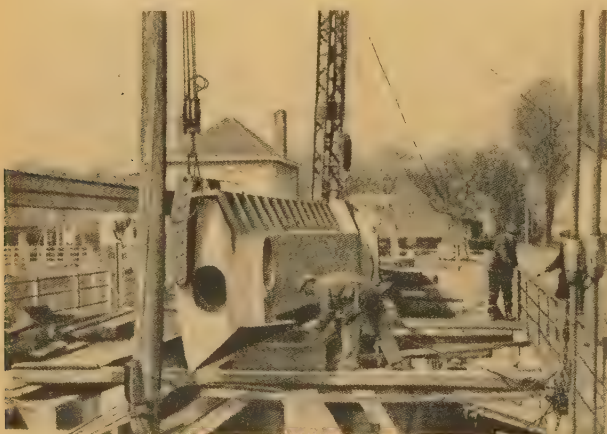


Abb. 2. Wehr Balgerhoeke. Montage der unteren Segmentschütze.

körper mit Stauschild und Außenrippen (Abb. 2). Der Wasserdruk wird durch zwei Arme auf die Abstützungen übertragen. Durch ein Gegengewicht aus Blei, das sich in einem in den Seitenmauern gelegenen Schacht bewegen kann, werden beide Schützen im Gleichgewicht gehalten. Das Wehr ist nach Verfahren Schoop mit einem Zinküberzug versehen worden. Die Konstruktion ist vollständig geschweißt, ausgenommen die angelenkten Arme. [Nach L'Ossature Métallique 17 (1952) S. 22.]

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Neue Walzwerksanlagen in Frankreich.

Im Zuge des Wiederaufbaus von im Kriege zum Teil zerstörten französischen Walzwerken sind bedeutende moderne Neuanlagen geschaffen, zu denen u. a. auch zwei kontinuierliche Breitbandstraßen gehören. Beteiligt sind hierbei zwei Gruppen: Die Union Sidérurgique du Nord de la France (Usinor) mit einem Warmwalzwerk in Denain sowie einem Kaltwalzwerk und einer großen Blechverzinkerei in Montataire; ferner die Société Lorraine de laminage continu (Sollac) mit einem Warmwalzwerk in Sèremange, einem Kaltwalzwerk in Ebange und einer Blechjustieranlage in Dillingen. Alle diese Anlagen sind in großen Hallen untergebracht, die nach den neuesten Erkenntnissen der Stahlbauweise erbaut sind.

Die Gruppe Usinor hat ihre Werksanlagen aus technischen, wirtschaftlichen und sozialen Erwägungen nach Denain und Montataire gelegt. Die Tiefbauarbeiten an dem erstgenannten Platz umfaßten 250 000 m³ Erdbewegung und 110 000 m³ Beton, diejenige in Montataire 115 000 m³ Erdbewegung, 1300 Pfähle und 41 000 m³ Beton, im Gesamtwert von etwa 3 Milliarden ffrcs (d. s. etwa 36 Mio. DM bei einem Kurs von 1,20 DM für 100 ffrcs).

Das Walzwerk Denain ist in 7 Hallen mit einer überbauten Fläche von etwa 8 ha untergebracht. Die Hallen mit Feldern von jeweils 15 m sind 450 m lang; die Motorenhalle ist 20 m, die anderen je 28 bis 30 m breit. Die Gesamtbreite beträgt 192 m. Eingebaut sind 23 Laufkrane von 15 bis 100 t Nutzlast. Die Dachkonstruktion System „Monitor“ gewährleistet beste Belichtung an allen Plätzen und ermöglicht darüber hinaus die Anordnung von Arbeitsräumen (Büros, Magazine u. dgl.) in halber Höhe. Die Motorenhalle hat seitliche Ziegelmauer-Trennwände mit Glasbändern in der oberen Hälfte; sie erhält ein Kellergeschoß für die Transformatoren, Wärmeaustauscher usw., ein Erdgeschoß für die Motoren, Konverter, Verteiler- und Kontrolltafeln sowie ein Obergeschoß für Luftreiner.

Die Stützen aller Hallen, in 15 m Abstand angeordnet, sind aus zwei 600 mm hohen Breitflanschträgern mit Ausfachung durch L-Stähle gebildet. Die Kranbahnträger haben entsprechend dem Stützenabstand i. a. eine Stützweite von 15 m, die an einigen Stellen durch Wegfall einzelner Stützen mit Rücksicht auf den Querverkehr zwischen den Hallen bis zu 60 m erreicht. Die Dachhaut besteht aus wasserdichtem Bitumengewebe auf einer Massivdecke mit 2 cm dicker Zementzwischenlage; diese Decke hat eine Neigung von 4%, ruht auf Trägern in 1,5 m Längsabstand und kann eine Auflast von 200 kg/m² aufnehmen. Zur Entlüftung dienen Aufsatzlaternen aus verzinktem Blech. Die äußeren Langseiten bestehen aus verzinktem Wellblech über einem 1,5 m hohen Mauersockel, durch zwei längsverlaufende Lichtbänder von je 2,5 m Höhe und, an Stellen großer Erhitzung, durch bewegliche Entlüftungsschlitze unterbrochen. Die Giebelwände erhalten bei sonst gleicher Ausführung wie die Langseiten Rolltüren für die Zufahrtsgleise.

Das Walzwerk produziert aufgehaspelten Bandstahl ab 1,2 mm Dicke bis zu 1,55 m Breite und bis 5 t Gewicht sowie Bleche, die von Feinblechen (1,2 mm dick) über Mittelbleche bis zu den stärksten Grobblechen gehen. Die Leistungsfähigkeit beträgt 700 000 t im Jahr. Die Ausstattung im Gesamtgewicht von 25 000 t ist durch amerikanische Firmen geliefert, die installierte elektrische Leistung liegt über 100 000 PS.

Im Walzwerk Montataire sind von der überbauten Fläche von 44 000 m² 35 000 m² neu erstellt. Zum Werk gehören 10 Hallen, die in ihrem technischen Aufbau denjenigen des Werkes Denain sehr ähneln. 9 Laufkrane mit 15 bis 60 t-Nutzlast bedienen den Transport. Für die elektrische Versorgung sind 2 Transformatoren von 18 000 kVA eingesetzt. Die von amerikanischer Seite gelieferten Werkseinrichtungen wiegen 5560 t.

Die Gruppe Sollac hat ihre Anlagen in ein hochindustrialisiertes Gebiet gelegt. Es gehören hierzu ein Stahlwerk und eine Kokerei in Sèremange, ein Kaltwalzwerk mit 7 Hallen in Ebange und in Dillingen eine Justieranlage für aufgehaspelten Bandstahl in 4 Hallen von



Abb. 1. Die Walzwerkshallen der Usinor in Denain während der Montage.

etwa 215 000 m² Fläche. Die Hallen für die Öfen, das Blockwalzwerk und die Warmwalzstraßen sind insgesamt 700 m lang; die gesamte Länge des Werkes Sérémaigne beträgt fast 1200 m. Für die Tiefbauarbeiten wurden 2 Mio. m³ Erde bewegt und 200 000 m³ Beton hergestellt. Die Stahlkonstruktion hat ein Gewicht von etwa 50 000 t, die mit 2500 t als monatliche Spitzenleistung montiert wurden. Der Materialverbrauch betrug 180 kg/m² der be-

Bei der Gestaltung aller dieser Großanlagen hat sich wieder einmal erwiesen, daß für solche Bauvorhaben im Hinblick auf die verschiedensten Gesichtspunkte der Bau-stahl der zweckmäßigste Baustoff ist. [Nach L'Ossature Metallique 16 (1951), S. 583—588.]

Dr.-Ing. Hoppe, Bonn.

Wehrverschlüsse aus Aluminium in der Themse.

Bei den vier Themsewehren Eynsham, Grafton, Hurley und Bray wurden insgesamt 31 kleine Segmentwehr-verschlüsse aus Leichtmetall eingebaut. Die Spannweiten dieser durch Gegengewichte ausgeglichenen und für Hand-betrieb eingerichteten Verschlüsse liegen zwischen 1,7 und

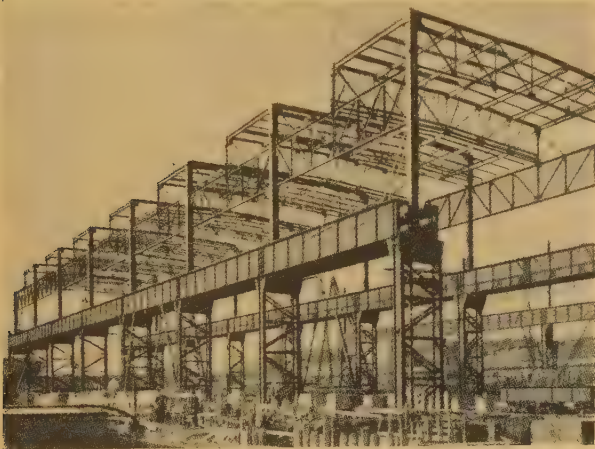


Abb. 2. Walzwerkshalle der Sollac in Ebange.

decken Fläche, in den Hallen mit den schwersten Laufkranen 210 kg/m². Die Hallenstützen, in der Mehrzahl in 14 m Abstand angeordnet, wurden aus zwei Trägern von 600 mm Höhe mit L-Stahlverstrebung gebildet. Die Kranlaufbahnen weisen Stützweiten bis zu 70 m auf, je wie es der Querverkehr zwischen den Hallen erfordert. Die 75 Laufkranen haben Tragfähigkeiten von 10 bis 160 t. Die Dachbinder erhalten bei 2,80 m Systemhöhen Stütz-weiten bis zu 35 m entsprechend den Hallenbreiten. Einige Laufkranen sowie eine Halle sind ganz geschweißt, eine Halle halb genietet, halb geschweißt; alle übrigen Teile der Stahlkonstruktion sind genietet.

Entsprechend einer Nutzlast von 9 bis 12 t/m² sind die Fußböden über dem Kellergeschoß aus durchlaufenden Stahlbetonplatten gebildet, die auf einem Stahlträgerrost mit Stahlstützen ruhen. Die Dachhaut besteht aus mit Rippen verstärktem Blech von 1 mm Dicke bei einem Pfettenabstand von 2,50 m. Als wärmetechnischer und akustischer Schutz ist eine Holzlage von 15 mm Dicke aufgebracht. Für die Wasserabdichtung sind 3 Lagen Bitumenfilz, von einer Schutzschicht aus Asphaltkies von 15 mm Dicke überdeckt, aufgeklebt. Das Dach trägt eine Auflast von 150 kg/m². Die Längs- und Giebelwände haben einen Sockel aus Mauerwerk von 2,5 m Höhe und darüber eine Blechverkleidung mit Lichtbändern. Die blechverkleidete Fläche von 80 000 m² erforderte 1200 t Bleche. Als Korrosionsschutz sind die Bleche kalt abge-beizt, mit einem Chrom-Zinkanstrich, weiter einem Leinöl- und schließlich einem Aluminiumanstrich versehen.

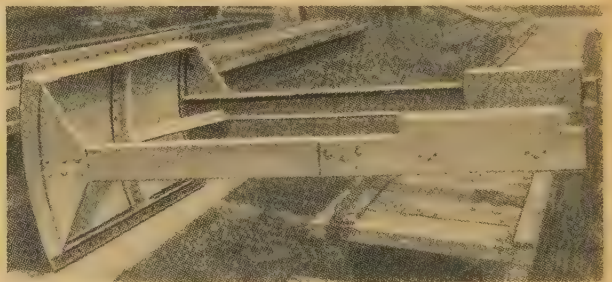


Abb. 1. Verschlusskörper (links Stauwand, rechts Gegengewichte).

2,3 m, die Stauhöhen zwischen 0,49 und 1,07 m. Die Pro-file sind aus der Legierung Birmabright BB 019 in der Strangpresse hergestellt und die Bleche aus BB 3 gewalzt. Die durch den Wasserdruck angepreßten Seitendichtungen

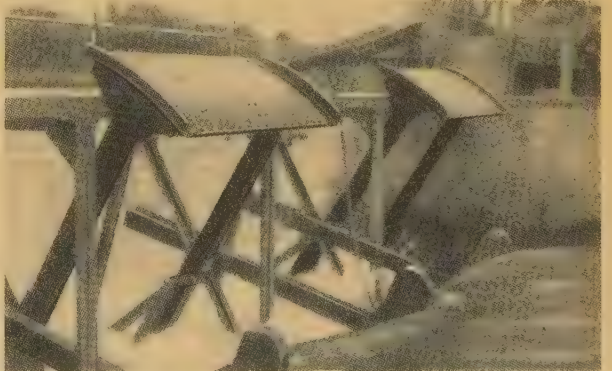


Abb. 2. Wehr in Betrieb, Segmente teilweise herausgehoben.

bestehen aus der Legierung BB 5. Die Konstruktion ist mit Al-Nieten genietet und erhielt nach einer Oberflächen-behandlung einen Grundanstrich aus Zinkchromat und Deckanstrich. Die Verschlüsse wiegen etwa die Hälfte vergleichbarer Stahlkonstruktionen, was für den Hand-betrieb — trotz des Ausgleichs durch Gegengewichte —

von Vorteil ist. Abb. 1 zeigt einen Verschlusskörper vor dem Einbau; Abb. 2 ein in Betrieb befindliches Wehr. Nachdem schon vor längerer Zeit Aluminium bei Damm-balken für Notverschlüsse im Wasserbau Anwendung gefunden hat [s. Bauingenieur 13 (1937) S. 242], scheinen dies die ersten ständig in Betrieb befindlichen Wehrverschlüsse aus Leichtmetall zu sein. [Nach Engineering 172 (1951) Nr. 4476 S. 592.]

K. H. Seegers, Gustavsborg.

Hängebrücken für Rohrleitungen.

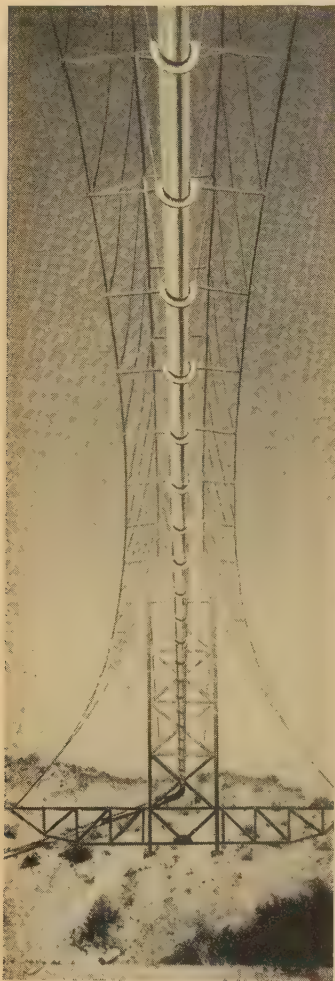


Abb. 1.
Brücke über den Bill Williams Fluß.

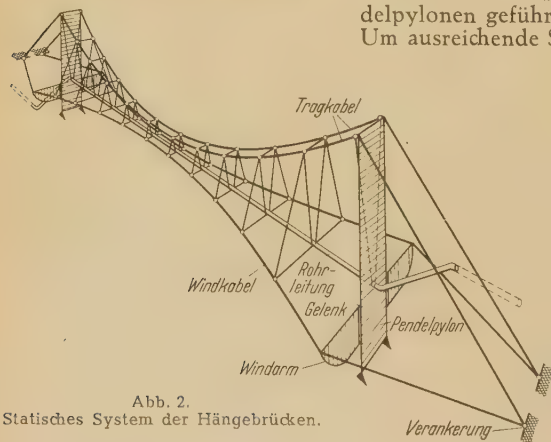


Abb. 2.
Statisches System der Hängebrücken.

Von den über 8000 km Rohrleitungen der El Paso Naturgas Gesellschaft sind etwa 5 km auf insgesamt 18 Brücken verlegt. Diese Brücken führen zum Teil über Wasserläufe, die innerhalb weniger Stunden um bis zu 10 m steigen können, so daß, trotz der im Verhältnis zu einer unterirdischen Verlegung größeren Kosten, die Betriebssicherheit — wegen der Gefahr des Freispülens der Leitungen — diesen erhöhten Aufwand rechtfertigt. Wo möglich, wurden vorhandene Brücken für die Überführung der Rohrleitungen mit herangezogen. Bei reinen Rohrbrücken sind kleinere Bauwerke Gerberträger, während für größere Spannweiten Hängebrücken ausgeführt wurden.

Abb. 1 zeigt eine Untersicht der 300 m weit gespannten Brücke über den Bill Williams Fluß. In Abb. 2 ist das statische System dieser Brücke — allerdings der Klarheit halber mit wesentlich verringerter Zahl von Aufhängungen und vollwandig gezeichneten Pylonen — dargestellt. Die Rohrleitung hängt mittels Seilen an zwei gespreizten Tragkabeln, die über Fachwerk-Pendelpylonen geführt sind. Um ausreichende Seiten-

geschlossenen Windarmen umgelenkt. Alle vier Kabel sind hinter den Pylonen im Erdboden verankert. Da die beiden Tragkabel an den Anschlußpunkten der Aufhängungen für die Rohrleitung und die Windkabel auch untereinander verbunden sind, ist das Ganze ein räumliches Gebilde, von dem berichtet wird, daß es auch bei starken Winden ruhig liegenbleibt. Um Längenänderungen infolge von Temperaturunterschieden unschädlich zu machen, ist die Leitung nur an Seilen aufgehängt, hinter den Pylonen rechtwinklig abgebogen und läuft unterirdisch nicht in Achse der Brücke, sondern seitlich versetzt weiter. Die Rohrleitung ist vollständig geschweißt, ihre Montage erfolgte durch Einschieben von einer Seite aus, wobei die Rohrstoße nacheinander verschweißt wurden. Die anderen Hängebrücken sind nach denselben Grundsätzen konstruiert. [Nach Steel Construction Digest 8 (1951) Oktoberheft.]

K. H. Seegers, Gustavsborg.

Dauerbiegeversuche an Trägern.

Zur Ermittlung des Einflusses verschiedenartiger Verstärkungen von Trägern aus Walzstahl auf die Biegezeit- bzw. -dauerfestigkeit sind an der Universität Illinois unter Professor W. M. Wilson Schwellbiegeversuche mit einer geringen unteren Grenzlast an I-Trägern von etwa 300 mm Höhe ausgeführt worden. Als Prüfmaschine diente ein durch einen Exzenterantrieb bewegtes Belastungsgerüst, welches in Abb. 1 schematisch dargestellt ist. Die Schwelllast wurde bei der mit einer Lastspiel-frequenz von 150/min arbeitenden Maschine an dem langen Hebelarm mittels eines Bügeldynamometers gemessen. Bei den Versuchen wurden jeweils die Zeitfestigkeit bei 10^5 Lastspielen und die Dauerfestigkeit bei $2 \cdot 10^6$ Lastspielen ermittelt.

Die Grundversuche wurden mit glatten unverstärkten durchlaufenden Walzträgern ausgeführt, um einen Vergleichsmaßstab zu erhalten. Es folgten dann zusammengesetzte Schweißträger, die aus einer Steg- und zwei Flanschplatten zusammengeschweißt sind. Zur Ermittlung des Einflusses von Flanschverstärkungsplatten bei durch-

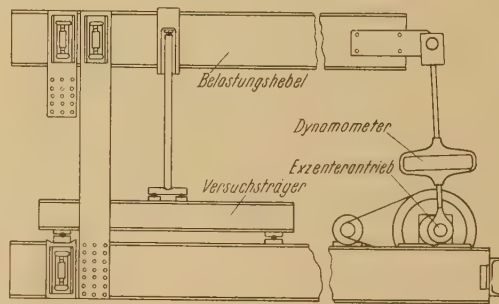


Abb. 1. Belastungsgerüst für Schwellbiegeversuche an I-Trägern.

laufenden Walzträgern wurden mehrere Probenarten untersucht, bei denen die Verstärkungsplatten entweder die gleiche Länge wie die Flansche hatten oder nur einen Teil der Flanschlänge, nämlich den Bereich der höchsten Biegebeanspruchung, überdeckten. Bei beiden Probenarten wurden durchlaufende und unterbrochene Schweißnähte erprobt, außerdem zum Vergleich eine Versuchsreihe mit aufgenieteten Platten. Weitere Versuche befaßten sich mit örtlichen Verstärkungen durch vertikale zwischen den Flanschen und dem Steg eingeschweißte Bleche und kurze unter dem Zugflansch an der Stelle höchster Beanspruchung befestigte Laschen. Schließlich wurden noch Verstärkungen durch an den Stegen angeschweißte oder angenietete Laschen untersucht. Auch einige Stumpfschweißproben wurden geprüft.

Die Ergebnisse der Versuche sind dahingehend zusammenzufassen, daß die bei den Lastspielzahlen 10^5 und $2 \cdot 10^6$ von den glatten, unverstärkten Walzträgern ertragenen Schwellbiegebeanspruchungen von keinem der mit Verstärkungen irgendwelcher Art versehenen Träger erreicht wurde. Auch die zusammengesetzten Schweißträger waren ganz wesentlich ungünstiger.

Durch Anbringen von Verstärkungsplatten an den Flanschen kann zwar die Tragfähigkeit (in kg) erhöht werden, aber bei weitem nicht in dem Maße, wie das Widerstandsmoment wächst. Aber auch die Tragfähigkeit

steifigkeit zu erzielen, ist die Leitung durch zwei horizontale Windkabel mit den dazugehörigen Abspannungen seitlich gehalten. Diese Windkabel sind mit einer bestimmten Kraft angespannt, an den Tragkabeln aufgehängt und an der Spitze von gelenkig an die Pylonen ange-

der Träger kann durch Anbringen stärkerer Platten nicht unbegrenzt erhöht werden. Es gibt eine wirtschaftliche Beziehung zwischen Platten- und Flanschdicke. Die Anwendung von Verstärkungsplatten sollte daher beschränkt bleiben auf Fälle wo schon vorhandene Träger nachträglich verstärkt werden sollen. Bei Neubauten sollte man glatte unverstärkte Träger verwenden, entsprechend größeren Profiles, da man wegen der höheren im Dauerbetrieb ertragbaren Spannungen dieser glatten Träger zur Erzielung einer bestimmten Tragfähigkeit mit einem geringeren Widerstandsmoment auskommen kann als bei zusammengesetzten oder verstärkten Trägern.

Wenn man aber gezwungen ist, mit Längsplatten auf den Flanschen verstärkte Träger zu benutzen, dann müssen die Platten möglichst über die ganze Länge des Trägers durchlaufen. Flanschverstärkungsplatten, deren Länge kürzer ist als die Gesamtlänge des Trägers, also z. B. solche, die nur im Bereich einer besonders hoch beanspruchten Stelle (Lasteinleitung) angeordnet sind, verursachen in jedem Fall eine weitere beachtliche Herabsetzung der ertragbaren Biegespannungen. Um in diesem Falle, der etwa aus Gewichts- oder Konstruktionsgründen unvermeidbar sein könnte, einigermaßen brauchbare Werte zu erhalten, sollen die Verstärkungsplatten wenigstens so lang sein, daß sie erst an einer Stelle enden, wo die Spannung im Träger bereits auf 40 % des Maximalwertes gesunken ist, bzw. kleiner ist als die Zeit- oder Dauerfestigkeit der Träger im Bereich des Überganges.

Falls die Flanschverstärkungsplatten durch längslaufende Kehlnähte befestigt werden, müssen die Kehlnähte durchlaufend sein, und zwar sowohl bei langen als auch bei kurzen Platten. Bei aufgenieteten Platten sind die ertragbaren Spannungen höher als bei Kehlnähten. Die Spannungsspitze, die durch die an den Enden der kurzen Platten querlaufende Kehlnaht verursacht wird, ist etwa die gleiche wie infolge der Längskehlnähte entlang den seitlichen Kanten der Platten. Die ertragbaren Schwellbiegebeanspruchungen der Träger mit kurzen Verstärkungsplatten können nur dadurch um einen merklichen Betrag erhöht werden, daß die Platten an den Enden in der Dicke keilförmig zugespitzt werden mit entsprechender Abnahme der Schweißnahtdicke in dem keilförmigen Bereich und daß die an den Enden der Platten vorhandenen querlaufenden Kehlnähte stark auslaufend ausgebildet werden.

Die Zeit- und Dauerhaltbarkeit der Träger wird stets vermindert, wenn vertikale Verstärkungsbleche zwischen dem Steg und den Flanschen eingeschweißt werden. Wenn die Schweißverbindung solcher Bleche nur an dem Steg in voller Höhe und dem Druckflansch angebracht wird, war die Haltbarkeit etwas besser. Die Verminderung der Haltbarkeit durch solche Verstärkungsbleche konnte praktisch ganz dadurch beseitigt werden, daß die Bleche nur am Druckflansch und am oberen Teil des Steges angeschweißt wurden, wenn also der Zugflansch und der untere, zugbeanspruchte Teil des Steges frei von Schweißnähten waren.

Auch durch Anschweißen oder Annieten von kurzen Blechen unter dem Zugflansch (z. B. zur Befestigung irgendwelche Anschlüsse) wird die Haltbarkeit sehr vermindert, wenn diese Bleche im Bereich hoher Spannungen liegen. Das gilt bei Anwendung von Querkehlnähten zur Befestigung dieser Bleche in etwas stärkerem Maße als bei Längsnähten. Am geringsten war der Abfall bei Nietung.

Tabelle 1. Zeit- und Dauerhaltbarkeit verschiedener Träger bei Schwellbiegebeanspruchung.

Reihe	Kennzeichen des Trägers	Haltbarkeit	
		10 ⁵ kg/mm ²	2 · 10 ⁶ kg/mm ²
1	I-Träger, glatt durchlaufend, ohne Verstärkung		21,9
2	I-Träger aus Steg und 2 Flanschen geschweißt, 3 mm durchlaufende Nähte	35,0	12,1
4	I-Träger wie 1, mit langen Deckplatten, oben 4,8 mm, unten 9,5 mm durchlaufende Nähte	28,9	16,0
6	wie 4, aber unten 15,9 mm Nähte		14,2
7	wie 4, aber unterbrochen geschweißte Nähte	29,6	11,6
8	wie 4, aber Deckplatten nicht geschweißt, sondern mit 19 ø-Nieten		11,1
9	I-Träger mit kurzen Deckplatten, mit 9,5 mm durchlaufenden Nähten	15,6	7,0
12	wie 9, aber mit 7,9 mm durchlaufenden Nähten	13,4	5,9
14	wie 9, aber Fußplatte länger als Kopfplatte, 6,3 mm unterbrochene Nähte	11,6	8,1
15	wie 14, aber 9,5 mm unterbrochene Längsnähte	15,5	5,8
16	wie 15, aber dicke Quernähte am Ende der Platten	16,0	8,4
17	wie 9 mit 14,3 mm durchlaufenden Nähten, keilig angespitzte Platten		10,0
18	Kurze Deckplatten mit 19 ø-Nieten befestigt	18,8	8,7
19	I-Träger wie 1 mit Steg, unterbrochene Nähte, Aussteifungen oben und unten angeschweißt		12,8
20	wie 19, Aussteifungen unten nicht verschweißt		18,9
21	wie 19, Aussteifungen nur im Oberflansch angeschweißt		23,0
22	I-Träger wie 1 mit Platten unter dem unteren Flansch, Quernähte	13,5	8,6
23	wie 22, aber Platten mit Längsnähten angeschweißt	17,2	9,6
24	wie 22, aber Platten mit 19 ø-Nieten befestigt	18,6	10,0
25	I-Träger aus mehreren Stücken stumpfgeschweißt mit Wulst		11,3
26	wie 25, aber mit weggearbeiteter Schweißwulst		11,8
27	I-Träger aus mehreren Stücken mit Laschen zusammenengenietet		12,7

Es ist nicht möglich, bei Verbindung von Einzelträgerstücken zu einem ganzen Träger, sei es durch Stumpfschweißung oder durch Überlascung, die Haltbarkeit des glatten, durchlaufenden unverstärkten Trägers zu erreichen. Durch Abarbeiten der Stumpfnahwülste trat nur eine geringfügige Verbesserung ein, da auch im Inneren der Schweißse Schlackeneinschlüsse enthalten sind. Laschen sollten tunlichst, wenn nicht schon ohnehin eine Schädigung durch andere Zubauten eingetreten ist, die den Einfluß der Laschen überdeckt, stets an Stellen geringer Beanspruchung angebracht werden.

Obwohl Schweißungen in jeder Form bei Normalbeanspruchungen schädlich wirken, ist doch zu erwähnen, daß Schweißnähte sehr hohe Dauerbeanspruchungen aushalten können, wenn sie Lasten durch horizontalen Schub übertragen.

Die vorstehend aufgeführten Gesichtspunkte sind besonders zu beachten bei Konstruktionen mit kurzen Spannweiten, wo also Lasthäufigkeiten von 2 · 10⁶ vorkommen. Nicht ganz so empfindlich sind Konstruktionen mit größeren Spannweiten, für die Lastspielzahlen von 10⁵ als ausreichend angesehen werden. Dagegen wird die Lebensdauer von Trägern, die Wechselbiegespannungen unterliegen, durch die behandelten Einflüsse sowohl bei Konstruktionen mit langen als auch in noch höherem Ausmaße bei solchen mit kurzen Spannweiten wesentlich mehr herabgesetzt als bei der Schwellbiegebeanspruchung, die den besprochenen Versuchen zugrunde gelegen hat. [Nach E. J. Ruble: The Welding Journal 30 (1951) 105-s bis 115-s.]

Dr.-Ing. H. B ü r n h e i m , München.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Ernst, Hellmut, Prof. Dr.-Ing.: Die Hebezeuge, Band II: Winden und Krane. 302 S., Gr. 20 · 27,5 cm, mit 463 Abb. u. 50 Zahlentafeln, Braunschweig, Friedr. Vieweg & Sohn, 1951. Preis geb. DM 38,80.

Ernsts umfassendes Werk über die Hebezeuge ist in drei Teile gegliedert. Während der Band I (1950), in dem die Grundlagen und Bauteile behandelt sind, in erster Linie für den Maschinenbauer bestimmt ist, sprechen der jetzt ebenfalls vorliegende Band II: Winden und Krane, und auch der noch zu erwartende Band III: Sonderausführungen, einen weit größeren Kreis von Ingenieuren an.

Der Band II enthält eine eingehende Darstellung der Berechnungsgrundlagen, des Aufbaues, der konstruktiven Gestaltung und der Wirkungsweise der Winden, Laufkrane und Drehkrane unter Einschluß der Bock- und Konsolkrane. Den schon weitgehend normalisierten Hängekränen sowie den auf Gleis oder Raupen verfahrenen Normaldrehkränen sind besondere Abschnitte gewidmet. Den Bauingenieur werden diejenigen Ausführungen am meisten interessieren, die über die Anwendungsgebiete und Anwendungsmöglichkeiten der verschiedenen Hebezeugarten Aufschluß geben, sowie der Abschnitt über Planung, Bau und Betrieb von Krananlagen.

Durch die gründliche, einwandfreie Behandlung des Stoffes, die auch in der Ergänzung des Textes durch Berechnungsbeispiele, sorgfältig ausgewählte Zeichnungen typischer Ausführungsformen von Hebezeugen — auch des Auslandes — und zahlreiche Schrifttumsangaben zum Ausdruck kommt, ist das Buch für Studium und Praxis besonders wertvoll. Es kann jedem, der mit Krananlagen zu tun hat, nur empfohlen werden.

A. Vierling, Hannover.

v. Halasz, Robert, o. Prof. Techn. Universität Berlin: **Anschauliche Verfahren zur Berechnung von Durchlaufbalken und Rahmen** (Ausgleichverfahren), 158 Seiten, Gr.: 17,5 · 24 cm, Berlin: W. Ernst & Sohn, 1951, Preis: geh. DM 28,50, geb. DM 31,50.

Die Ausgleichverfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Rahmentragwerke haben, seit Cross vor etwa 20 Jahren den Anstoß dazu gab, vielfach Ergänzungen im Schrifttum und Anwendungen in der Praxis gefunden. Der Verfasser hat die verschiedenen Möglichkeiten aus dem Schrifttum der letzten Jahre und aus eigenen Arbeiten zusammengestellt in der Absicht, dabei insbesondere die schematische Rechenarbeit klar herauszustellen, um auch statisch nicht geschulte Kräfte für die manchmal sehr umfangreichen Zahlenrechnungen einsetzen zu können. An Hand zahlreicher Beispiele werden Tragwerke bei unverschieblichen und verschieblichen Knotenpunkten vollständig durchgerechnet, wobei sich in vielen Fällen die Rechnung in Tabellenform als zweckmäßig erweist. Wenn auch das gesteckte Ziel angestrebt wird, so scheint doch fraglich, ob es möglich und zu empfehlen ist, für die reinen Zahlenrechnungen statisch ungeschulte Kräfte in stärkerem Maße heranzuziehen als in anderen Fällen, wie etwa bei der Auflösung eines Systems linearer Gleichungen.

Das Buch ist sehr geeignet, um sich mit den verschiedenen Methoden der Ausgleichrechnung und vor allem ihrer Anwendung vertraut zu machen.

E. Kohl, Braunschweig.

Homburg, Hellmut, Dr.-Ing., Beratender Ingenieur für Brückenbau: **Kreuzwerke, Statik der Trägerroste und Platten** (= Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues. Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Köln, Heft 8), 101 S., Gr. 20 · 28 cm, mit 66 Abb., Berlin / Göttingen / Heidelberg: Springer-Verlag, 1951, Preis: geh. DM 15,—.

Bei der Berechnung von Trägerrosten (Kreuzwerken) wurde bisher nur eine Lastquerverteilung durch die Biegesteifigkeit kontinuierlich ausgebildeter Querträger berücksichtigt. Solange die einzelnen Hauptträgerquerschnitte nicht zu einem geschlossenen, torsionssteifen Gesamtquerschnitt zusammengefaßt werden, ist diese Annahme nur für den Stahlbau als ausreichend genau anzusehen, nicht aber für Stahlbeton- oder Spannbetonkonstruktionen, da sich bei diesen die Vernachlässigung der Torsionssteifigkeit eines einzelnen Plattenbalkenhauptträgers als unzulässig erweist.

Die vorliegende Arbeit gibt genaue Lösungen für Kreuzwerke ohne Drehsteifigkeit und für solche mit drehsteifen Hauptträgern an. Als statisch unbestimmte Größen werden beim Kreuzwerk ohne Drehsteifigkeit die Knotenkräfte, beim Kreuzwerk mit drehsteifen Hauptträgern Biegemomente und Querkräfte der Querträger in Schnitten durch diese gewählt. Homburg bringt die Unbekannten in Form von Last- und Momentengruppen an, die orthogonal sind. Hierdurch wird das Raster der Elastizitätsgleichungen des Kreuzwerks mit n Querträgern in n

unabhängige Gruppen zerlegt. Zur Bestimmung der orthogonalen Gruppen von Unbekannten werden Bildungsgesetze angegeben, die auch für ungleich steife Querträger gelten. Die erhaltenen Lösungen lassen sich als Produkte von statischen Größen an untergeordneten Hilffsystemen deuten. Als Hilffsysteme treten beim Kreuzwerk ohne Drehsteifigkeit in Kreuzwerk-längsrichtung der Durchlaufbalken auf starren Stützen, in Querrichtung der Durchlaufbalken auf elastisch senkbaren Stützen auf. Beim Kreuzwerk mit drehsteifen Hauptträgern ändert sich das Hilffsystem in der Querrichtung; es wird zum Durchlaufbalken auf elastisch dreh- und senkbaren Stützen.

Bei den Berechnungsansätzen ist die Anzahl und Steifigkeit der Haupt- und Querträger stets beliebig, jedoch wird vorausgesetzt, daß beide Trägerscharen gleiche Auflagerungsverhältnisse und ähnlichen Verlauf der Trägheitsmomente in jeder Schar aufweisen. H. zeigt, daß, sobald die Anzahl der Haupt- und Querträger unendlich groß wird, das Kreuzwerk in die iso- oder orthotrope Platte übergeht. Er erhält dabei zwei unabhängige, gewöhnliche Differentialgleichungen vierter Ordnung an Stelle der bekannten partiellen Plattengleichung p/N . Da die Lösung zweier gewöhnlicher Differentialgleichungen einfacher ist als die einer partiellen Differentialgleichung, gewinnt die Homberg'sche Plattengleichung besondere Bedeutung.

Im Gegensatz zur isotropen Platte wird für die orthotrope Platte ohne Drehsteifigkeit nachgewiesen, daß Durchlaufprobleme in geschlossener Form behandelt werden können. Die Anwendung bekannter Lösungen aus der Schwingungslehre ist möglich, da die Differentialgleichung des Hilffsystems in Längsrichtung des Kreuzwerks identisch mit derjenigen von Biegeschwingungen von Stabwerken ist.

Ein besonderer Teil des Werkes ist der Anwendung der Theorie gewidmet. Er enthält als Zahlenbeispiele auch durchlaufende und drehsteife Kreuzwerke. Im letzten Teil werden geschlossene Lösungen für iso- und orthotrope Platten angegeben. Zahlreiche Tafeln der Einflußflächen von Platten und der Momente infolge von Rechtecklasten erschließen der Praxis das Gebiet der orthotropen Platten beliebiger Drehsteifigkeit.

B. Fritz, Karlsruhe.

Lufsky, Karl, Baumeister, Berlin: **Bituminöse Bauwerksabdichtung**. Leitfaden für Entwurf und Ausführung wasserdichter Bauwerke. Teil 1: Allgemeines / Baustoff / Wasserdruckhaltende Außenhautdichtungen. VI u. 154 S., Gr. 8° mit 155 Abb. Leipzig: B. G. Teubner Verlagsges., 1951, Preis geb. DM 16,80.

Das Buch befaßt sich hauptsächlich mit der aus mehreren Lagen Isolierpappe bestehenden Klebeabdichtung und heißflüssig aufgetragenen bituminösen Klebeanstrichen. Der Verfasser verfügt über eine 25jährige Praxis in einer großen einschlägigen Unternehmerfirma und bringt eine große Zahl wertvoller praktischer Hinweise für Konstruktion und Ausführung von Dichtungen sowie auch für die Beseitigung von Schäden.

A. Mehmehl, Darmstadt.

Schmerse, Hubert, Dr.-Ing.: **Anschauliche Statik** (= Band 6 der Bau-Trichter-Fachbuchreihe), 166 S., Gr. DIN A 5, mit 525 Abb., Berlin, Bielefeld, München: Erich Schmidt-Verlag, 1951, Preis: Ganzleinen: DM 14,80.

Tagesfragen des Stahlbaues im Betrieb und auf der Baustelle. Vorträge, gehalten auf der 2. Arbeitstagung der Betriebs- und Montageingenieure in Essen, 1951 (= Heft 11 der Abhandlungen aus dem Stahlbau; herausgegeben v. Deutschen Stahlbau-Verband, Köln). 118 S., Gr. DIN A 5, Bremen-Horn, Industrie u. Handelsverlag, 1952. Preis: DM 5,60.

Verschiedenes.

A. Eckardt 80 Jahre alt.

Der ehemalige Chef der Marine-Bauverwaltung, Ministerialdirektor Alfred Eckhardt, begeht am 30. Mai 1952 in seltener Frische seinen 80. Geburtstag.

Über ein halbes Jahrhundert lang war es ihm vergönnt als See- und Hafenbauer Bauwerke schwierigster Art und größten Ausmaßes zu planen und zu erstellen. Es liegt

in der Natur der Sache, daß die Arbeiten bisher nicht so bekannt werden konnten, wie ihnen gebührt hätte. Es ist daher ein willkommener Anlaß, die von Eckhardt gemeisterten Aufgaben zusammenfassend zu würdigen.

Am 30. Mai 1872 zu Kassel geboren, besuchte E. zunächst das Realgymnasium, er studierte das Bauingenieurwesen an der Techn. Hochschule Hannover. Nach Ablegung der ersten Staatsprüfung trat E. 1896 bei der Eisen-

bahndirektion Hannover ein. Den Abschluß der Ausbildung bildeten die zweite Staatsprüfung und die Ernennung zum Regierungsbaumeister bei der Eisenbahn.



Durch seine Tätigkeit als Assistent an der Techn. Hochschule Hannover war E. von seinem Lehrer, dem Wasserbauer Arnold, auf die großen Aufgaben der Kriegsmarine hingewiesen worden. Er folgte diesem Fingerzeig, trat 1901 in den Dienst des Hafenbauressorts der Kaiserlichen Werft in Wilhelmshaven, das damals L. Brennecke, dem „Grundbau-Brennecke“, unterstand und wurde schon nach fünfmonatiger Tätigkeit zum planmäßigen Marine-Hafenbaumeister ernannt.

Ursprünglich Leiter des Konstruktionsbüros, erhielt er bald darauf die Ausführung von Werkstattbauten und die Unterhaltung der Uferschutzwerke auf Wangeroog, wodurch er zum ersten Male richtig mit der See bekannt wurde. Zwei Jahre später wurde er Leiter der Schleusenbauabteilung und somit der Schöpfer der sog. III. Einfahrt, einer 260 m langen Seeschleuse mit zwei Kammern von 40 m Breite und 14,2 m Drempeltiefe unter MHW., sowie der dazu gehörenden Hafeneinfahrt mit einer Anschlagsumme von 32 Mio. RM.

Im April 1906 wurde E. als Hilfsdezernent in das Reichsmarineamt berufen, um dort die Entwürfe für einen Kriegshafen in Helgoland unter dem Geh. Baurat und Vortragenden Rat Mönch aufzustellen. Schon 1907 zum Marinebaurat befördert, wurde er 1908 mit der Leitung der Hafenbauten in Helgoland betraut, einer Aufgabe, um die ihn jeder Seebauer in Deutschland hätte beneiden können. Hier erwuchs im Kampf gegen die Naturgewalten seine Liebe zum Meere, galt es doch, durch Einfühlen und Beobachten immer wieder neue Erkenntnisse und Erfahrungen zu sammeln.

Unverdrossen, kühl und sachlich trat er an die technischen und organisatorischen Probleme heran und verstand es, sie zu meistern. Seine hervorragenden Verdienste wurden durch die frühzeitige Beförderung zum Marineoberbaurat schon 1910 anerkannt.

Eine besondere Tragik bedeutete es, daß sein Werk als Folge des Friedensdiktates von Versailles der Zerstörung anheimfiel. Allein E. ist es zu verdanken, daß damals wenigstens die Westmole soweit erhalten blieb, daß sie noch einen Schutz für die Düne darstellte, deren Bestand als beliebter Badestrand der Lebensnerv der Helgoländer Bevölkerung war.

Nach dem ersten Weltkrieg blieb in der Kriegsmarine nur eine kleine Gruppe des Marinehafenbaues bestehen, dessen Spitze Eckhardt als Strombaudirektor in Wilhelmshaven übernahm. Hier setzte er sich energisch für die Beendigung der 1909 begonnenen Jadekorrektur ein, veranlaßte u. a. auch den Bau eines großen Hopperbaggers und konnte 1929 melden, daß die geringste Fahrwassertiefe von 10 m bei NW. in der Jade im Wangerooger Fahrwasser überall erreicht war.

Im Jahre 1933 wurde E. die oberste Leitung des gesamten Marinehafenbaues in Berlin übertragen. Es hieß die Geschichte der Marinebauverwaltung schreiben, würde man die gewaltigen Aufgaben des Marinehafenbaues der Jahre 1933 bis 1945 näher darlegen, die unter ihm geplant und ausgeführt worden sind.

An besonders interessanten Bauvorhaben seien erwähnt:

die IV. Einfahrt in Wilhelmshaven, eine Doppelschleuse von bisher nicht gekannten Ausmaßen (350 m Länge, 2·60 m Breite und 17,2 m Drempeltiefe unter MHW.) in neuartiger Bauweise, die mit 500 000 m³ Stahlbeton und einem Kostenaufwand von 150 Mio. RM zu den größten bisher ausgeführten Wasserbauten gehört,

der Wiederaufbau und die Erweiterung des Hafens Helgoland, der Neubau eines Seehafens von Pillau, der Ausbau der Seehäfen Memel, Warnemünde, Swinemünde, die Erweiterungen der Staatswerften in Kiel und Wilhelmshaven, die fachliche und finanzielle Steuerung der Ausweitung der Privatwerften und Rüstungsindustrie in einer Gesamtbausumme von über 500 Mio. RM, der Bau mehrerer riesiger Trockendocks, Hellinge, Kais, Molen und Wellenbrecher, der Bau ausgedehnter, z. T. unterirdischer Ölbunker, Zeugämter und Munitionslager und im Kriege endlich der Bau von betonüberdeckten, gegen Luftangriffe geschützten, massiven Unterständen von Deckenstärken bis zu 9 m Dicke für die kleineren Flotteneinheiten einschließlich der dazu gehörigen Fertigungsanlagen.

Mit zunehmender Ausdehnung der Marine wuchsen die Bauaufgaben für den Eckhardt unterstellten Marinehafenbau, die dann im Kriege ungeheuer vielseitig ihre Erweiterung erfuhren.

Die folgenden Veröffentlichungen entstammen seiner Feder:

- a) Über den Bau des Hafens Helgoland, Bautechnik 7 (1929).
- b) Erfahrungen über Wellenwirkungen beim Bau des Hafens Helgoland, Jb. HTG. 1930/31.
- c) Die technische und wirtschaftliche Bedeutung Wilhelmshavens, Jb. HTG. 1937.
- d) Der Marinehafenbau im Kriege, Nautikus 1944.

In diesem Zusammenhang sei seine Mitwirkung an der Erforschung von seewasserbeständigem Beton erwähnt, er war nahezu zwei Jahrzehnte Obmann des Seewasser-ausschusses.

Im Jahre 1944 sah sich E. gezwungen, seine Enthebung vom Amte als Chef des Bauwesens in der Marine zu erbitten, weil dieses Amt der OT. unterstellt wurde.

Entsprechend der wachsenden Bedeutung des Marinebauwesens war E. 1938 zum Ministerialdirigenten und 1942 zum Ministerialdirektor und Amtschef befördert worden. Bei seinem Ausscheiden 1944 erhielt er den Rang eines Admirals.

An Ehrungen und Auszeichnungen hat es Eckhardt nicht gefehlt. Die Hafenbautechnische Gesellschaft überreichte ihm 1942 als ihrem Gründungs- und langjährigen Vorstandsmitglied die Urkunde als Ehrenmitglied. Als äußeres Kennzeichen der Anerkennung erhielt E. im Laufe seiner Dienstzeit zahlreiche Orden und Ehrenzeichen.

Der Zusammenbruch Deutschlands mit seinen traurigen Folgeerscheinungen und Nöten hat den damals 73jährigen naturgemäß hart getroffen, vermochte aber sein selbstsicheres Wesen keineswegs zu erschüttern. Mit ungebrochener Arbeitskraft trat er an seine neue Tätigkeit in der Bauindustrie heran.

Wir ehemaligen Marinebaubeamten, die wir uns glücklich schätzten, unter solch einem Könnner arbeiten zu dürfen, verehren den Menschen Eckhardt in seinem Wesen, seiner persönlichen Bescheidenheit und seiner vornehmen Gesinnung.

Möge dem Achtzigjährigen an der Seite seiner lebenswürdigen Gattin, deren heiteres rheinisches Wesen seine norddeutsche Art so glücklich ergänzt, noch lange ein froher Lebensabend in weiterhin guter Gesundheit beschieden sein. Min.-Rat a. D. F. Wintgen, Köln.

Prof. W. Loos, Karlsruhe †.

Am 4. April 1952 verschied Professor Dr.-Ing. Wilhelm Loos, als er sich auf einer kurzen Urlaubsreise in Kärnten befand. Sein beruflicher Werdegang wurde im Bauingenieur 25 (1950), S. 112, anlässlich der Vollendung seines 60. Lebensjahres gewürdigt. L. stammte aus einem Pfarrhause in Butzbach/Oberhessen, wo er am 1. März 1890 geboren ist. Bereits mit 22 Jahren beendete er sein Studium an der Techn. Hochschule Darmstadt. Während des ersten Weltkrieges war L. als Eisenbahnpionier im Eisenbahn- und Brückenbau tätig, er wandte sich nach zweieinhalbjähriger Arbeit bei Carl Brandt und Dyckerhoff & Widmann seinem späteren Hauptaufgabengebiet, dem Grundbau, zu. 1921 bis 1932 war L. als beratender

Ingenieur in Niederländisch-Indien und sammelte dort reiche Erfahrungen beim Bau von Hafen- und Industrieanlagen. Die vielseitigen Aufgaben in den Tropen erforderten schnelle und sichere Dispositionen, große Sorgfalt und einen rastlosen persönlichen Einsatz. Diese 11 Jahre haben Loos zu der Persönlichkeit geformt, als die wir ihn kannten. Sein weiterer beruflicher Werdegang zeichnete sich in mannigfaltigen Veröffentlichungen und Vorträgen ab. 1930 promovierte L. während eines Europaurlaubes an der TH. Berlin. Nach seiner Rückkehr aus Ostasien erweiterte er seine theoretischen Kenntnisse im Erdbau-Laboratorium von K. v. Terzaghi und ging anschließend nach Berlin, wo er vom Oktober 1939 bis



zum Kriegsende die Deutsche Gesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) leitete, zuerst als Geschäftsführer und später als Vorsitzender des Arbeitsausschusses. 1934 folgte ein Lehrauftrag, 1938 die Ernennung zum ord. Professor an der TH. Berlin. Während des zweiten Weltkrieges wurde Loos in der Hauptsache mit Forschungsaufgaben betraut, zwischenzeitlich wurde er mehrfach als Pionieroffizier eingesetzt. Nach dem Kriege verlegte L. den Sitz seiner Tätigkeit nach Lüneburg und Hamburg, wo er ein neues Erdbauinstitut einrichtete. Seit dem August 1947 leitete er die Abteilung Erd- und Grundbau in der Bundesanstalt für Wasser-, Erd- und Grundbau in Karlsruhe. Hier übernahm er im Sommersemester 1951 die Vertretung des Lehrstuhles für Erd- und Grundbau an der TH. Karlsruhe, wo seine Ernennung zum ord. Professor unmittelbar bevorstand.

Mit seiner Arbeit als Forscher und Lehrer verband L. eine umfangreiche beratende und gutachterliche Tätigkeit für Industrie und Behörden. Seit dem Herbst 1950 leitete L. als Vorsitzender den Deutschen Architekten- und Ingenieur-Verband (DAI.).

Loos verfügte über einen reichen Schatz von Kenntnissen und Erfahrungen, die er in klarer und verständlicher Form zu vermitteln vermochte. Seine Vorträge

zeichneten sich nicht nur durch eine lebendige Darstellung, sondern auch durch sprachliche Klarheit aus. Seine praktische Begabung bewahrte ihn davor, sich in theoretischen Einzelheiten zu verlieren, er behielt stets den realen Zweck der Nutzenanwendung im Auge, und ging alle Probleme mit viel Geschick und gleichzeitig mit großer Gewissenhaftigkeit an. Trotz der Erkrankung, unter der er in den letzten Jahren zu leiden hatte, entwickelte er eine große Tatkraft, war schnell von Entschluß und auch bereit, die Verantwortung in schwerwiegenden Fällen zu übernehmen. Darin spiegelte sich der Grundzug seines Charakters wieder, L. war in jeder Lebenslage in erster Linie ein guter Kamerad. In zweiter Linie war er Pionier, sei es als Soldat, sei es als Ingenieur. Zu seinem Charakterbild gehört unbedingt die Erwähnung, daß er sich in beiden Kriegen zur Truppe meldete. Auch in seinem Fach war er immer bestrebt, dem Fortschritt zu dienen.

Prof. Loos' verhältnismäßig früher Tod bedeutet eine schmerzliche Lücke für alle, die mit ihm fachlich oder persönlich in Berührung kamen. Seine ausgeglichene, kluge und warmherzige Art sicherte ihm die Zuneigung weiterer Kreise. Allen näheren Freunden werden besonders die harmonischen Abende im Kreise seiner Familie unvergessen bleiben. Er hinterläßt außer seiner Frau, die ihm dreieinhalb Jahrzehnte in allen Wechselfällen des Lebens, hier und in Übersee, zur Seite stand, noch zwei Söhne. Ein Sohn fand als U-Boot-Offizier den Tod auf See.

In weiten Kreisen wird man jetzt schweren Herzens von ihm Abschied nehmen.

O. Luetkens, Dortmund.

H. Seitz 60 Jahre alt.

Am 23. April vollendete Herr Dr.-Ing. Hugo Seitz, beratender Ingenieur in Stuttgart, sein 60. Lebensjahr.

Zuschrift

zu dem Aufsatz Raczat: Umgehung der Iteration beim Crossschen Verfahren, Der Bauingenieur 27 (1952) S. 49.

Herr Henri M. Schnadt, Ingénieur des Arts et Manufactures, Zug, Schweiz, weist darauf hin, daß er die gleiche Methode auf noch breiterer Basis, mit einfacheren Formeln und noch weiter getriebener Automatisierung schon im Jahre 1942 in drei Vorträgen in Brüssel erläutert hat. Eine Drucklegung fand allerdings bisher nicht statt, die Vorträge wurden seinerzeit als Photokopien vom Manuskript verbreitet.

Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber.)

Von der Technischen Messe, Hannover.

27. 4. bis 6. 5. 1952.

Menck & Hambrock, Hamburg-Altona: Im Mittelpunkt der Ausstellung dieser Firma stand der Universalbagger M 250 mit 2,5 cbm Löffelinhalt. Mit einem 250 PS-Zweitakt-Dieselmotor ausgerüstet, kann er mit Löffelhoch-, Löffeltief-, Eimerseil- und Greifbagger-Einrichtung versehen werden. — Die mittleren Baggertypen waren durch den Universalbagger M 75 vertreten, dem ein luftgekühlter 75 PS-Dieselmotor besonders in der kalten Jahreszeit eine hohe Betriebsbereitschaft sichert. Der Rollenkranz zur drehbaren Lagerung des Oberwagens wurde durch einen Kugelring ersetzt, der Unterwagen zur Erhöhung der Standsicherheit und Verringerung der Bodenpressung verlängert und für die Schmutzabweisung besser gestaltet. Durch Anbau verschiedener Einrichtungen an den Grundbagger kann er als Löffelhoch-, Löffeltief-, Eimerseil-, Greif-, Planier- und Stampfbagger verwendet, sowie mit Kran-, Hochbaukran- u. Rammeneinrichtung versehen werden. — Neben der 55 PS-Planiertrampe mit Einkolbenhydraulik und eingebautem Tiefreißer war der für die Bauindustrie wichtige Hanomag 90 PS-Raupenschlepper mit Menck-Planiereinrichtung ausgestellt. — Die Menck-Leichttramme LR 12 mit Dieselmotor von 2000 kg Fallgewicht weist auf einen weiteren Produktionszweig: Rohrgerüstrahmen, Dampf-, Diesel- und Schnellschlagbären mit Bärgegewichten bis zu 10 t.

Weserhütte, Otto Wolff G. m. b. H., Bad Oeynhausen/Westf.: Die Produktion dieser Firma konzentriert sich z. Z. auf 5 Baggertypen mit einem Fassungsvermögen von 0,32 bis 3,00 cbm. W 3: 0,32—0,50 cbm. Sehr geringer Bodendruck (0,48 kg/cm²), Raupenbandbreite 600 mm, Spezialkonstruktionen mit 1000 mm Raupen-

bandbreite: Bodendruck 0,25 kg/cm². Für Kultivierungs- und Meliorationsarbeiten besonders geeignet. — W 6: 0,50—0,70 cbm, sehr wenig, hohe Arbeitsgeschwindigkeit. Spezialkonstruktion mit einem um 1 m verlängerten Raupenfahrwerk, besonders für schwieriges Gelände geeignet: Bodendruck-Verringerung von 0,65 auf ca. 0,48 kg/cm². — W 9: 0,90—1,20 cbm, für größere Bauvorhaben, auch in Steinbrüchen, Schotterwerken, zum Abtragen von Halden geeignet. — W 12: 1,20—1,50 cbm, robuste Bauart, für größte Leistungen in Stein- und Gipsbrüchen, Bergwerken, Großbaustellen, größere Entrümmerungsarbeiten. Als Hochlöffelbagger: Reißkraft 20—25 t. — W 24: 2,40—3,00 cbm, ein Universalbagger mit den letzten technischen Neuerungen. Als Greif- und Schleppschaufelbagger mit einem Ausleger beim Schleppschaufelbetrieb bis zu 27 m Länge, Antrieb: 8 Zylinder-MWM-Dieselmotor von ca. 250 PS, Reißkraft: 30—38 t.

Größter Absetzer der Welt.

Die Firma **Stahlbau Rheinhausen** hat zur Zeit den größten Absetzer der Welt in der Fertigung. Dieses Gerät, das auf Schienen verfährt, dient der Rückverstützung der über der Braunkohle abgetragenen Abraummassen in den ausgekohnten Tagebau. Ausgerüstet mit einer Eimerkette mit 4500 L-Eimern wird der Absetzer für eine Stundenleistung von 8500 cbm ausgelegt. Über 2,5 m breite Gummitransportbänder werden die Abraummassen dem schwenkbaren Abwurfleger mit einer Länge von 90 m zugeführt. Auf dem Abwurfleger befindet sich ein Förderband mit einer Breite von 2,2 m, das mit einer Geschwindigkeit von fast 5 m/s läuft. Mit dem Absetzer ist eine mehr als 30 m mächtige Hochkippe und eine Tiefkippe mit etwa 40 m herzustellen. Der Absetzer wird in einem Großtagebau des linksrheinischen Braunkohlenreviers Aufstellung finden.

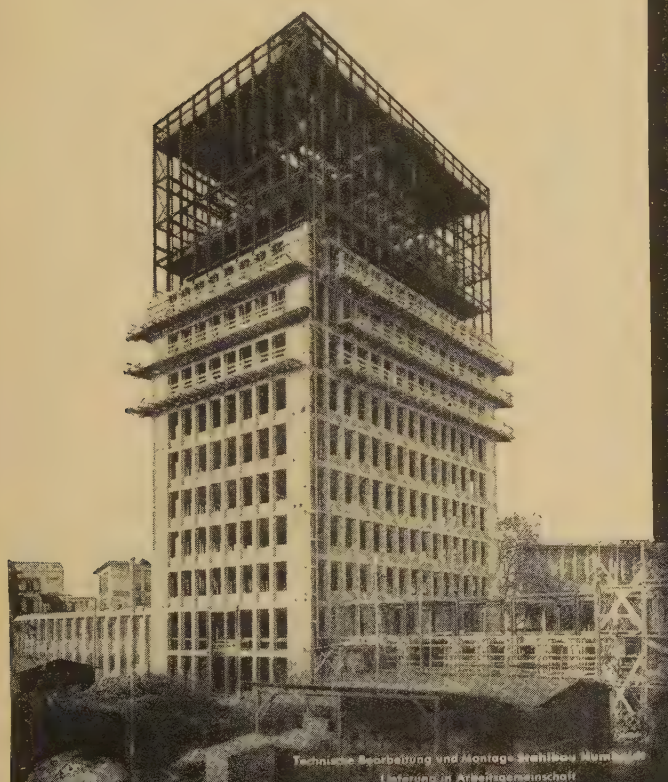
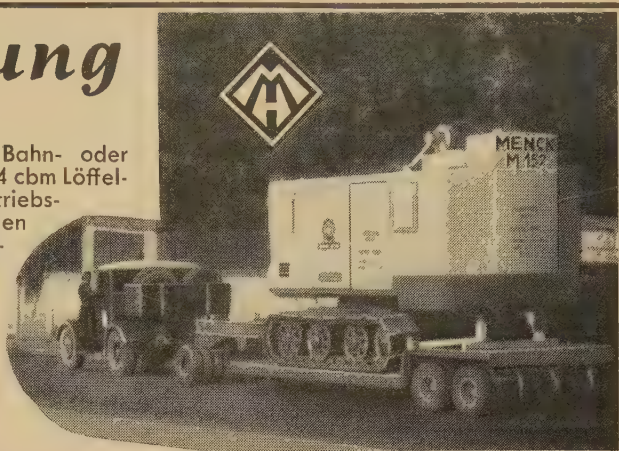
MENCK - Mitteilung

Hamburg-Altona, Juni 1952

Menck-Bagger können zeitsparend verladen werden; Bahn- oder Straßentransporte sind gut möglich. Der Menck M 75, ein 3/4 cbm Löffelbagger, wird mit kleinen Straßen-Tiefladern vollständig betriebsfertig zur Baustelle gefahren. Auch schwerere Geräte können im Straßentransport angeliefert werden. Es gibt Menck-Bagger mit über 200 t Gewicht. Das Bild zeigt ein Menck-Zehnfachgerät »M 152«. Es ist nach Ansetzen der Baggereinrichtung sofort einsatzfähig und wiegt 46 t.

Ein Bagger von vielen der

MENCK & HAMBROCK-GMBH



Technische Ausrüstung und Montage-Sechseckbau Mumm
Lieferung in Arbeitsgemeinschaft

STAHLBAU HUMBOLDT

Eisenbahn- und Straßenbrücken

Stahlskelette für Wohn-
und Geschäftshäuser

Industriebauten aller Art

Behälter · Bunker · Silos

Walzwerkshallen · Schachthallen

Fördergerüste

KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG · KÖLN

Beton- und Monierbau Aktien-Gesellschaft



Hoch-, Tief- und Industriebau, Brücken-, Wasser-, Eisenbahn- und Straßenbau · Stahlbetonschwellen

Düsseldorf (Hauptverwaltung)

Augsburg, Berlin, Braunschweig, Bremen, Dortmund, Düsseldorf, Essen-Ruhr, Frankfurt/M., Hamburg, Hannover, Kassel, Kiel, Köln/Rh.,
Ludwigshafen, Mannheim, München, Nürnberg, Stuttgart



SPIEGEL FESTLICHER RÄUME „HELLER TERRAZZO!“

Man empfindet moderne, helle
Terrazzoböden, deren helles und
hellbuntes Gestein mit
DYCKERHOFF-WEISS,
dem weißen Portland-Zement,
hell gebunden ist, als bedeutendes
Element im Raum:

Licht, heiter, festlich!

Man kann solche Terrazzoböden als
Platten oder als Vollboden verlegen.

Wir versenden gern unsere farbige
Broschüre: „TERRAZZO HELL
MIT DYCKERHOFF-WEISS!“

**DYCKERHOFF
WEISS**
DER WEISSE PORTLAND-ZEMENT

DYCKERHOFF
Portland-Zementwerke Aktiengesellschaft
Wiesbaden-Amöneburg

W 22

IBAG



BAUSTELLENEINRICHTUNGEN

für

Talsperren-, Hafen-, Schleusen-, Hoch- und Tiefbauten.

Planung und Durchführung von Großbaustellen.

Mehr als 40jährige Erfahrung.

Internationale Baumaschinenfabrik A. G.
Neustadt an der Weinstraße

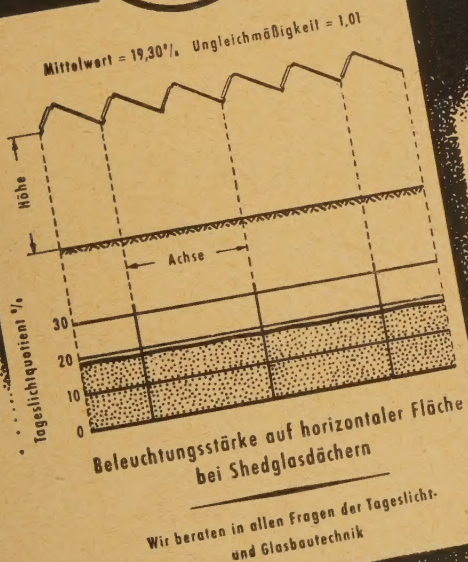
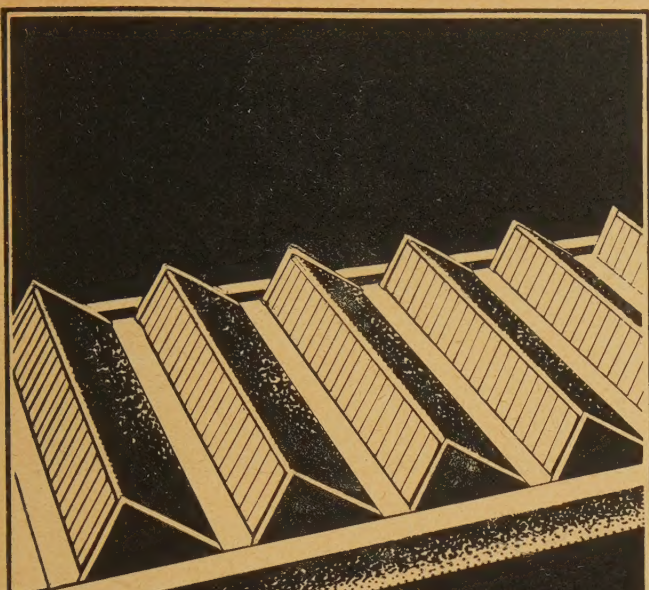
ERHARD ARMATUREN

Seit 80 Jahren

Wir liefern Armaturen für:

- Wasser
- Gas
- Dampf
- Heizung
- Öl
- Säure
- Turbinenschieber
- Maßflüssigschieber
- Talsperrenschieber

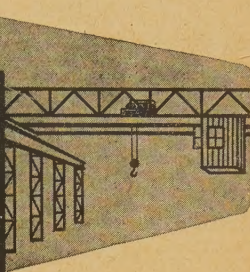
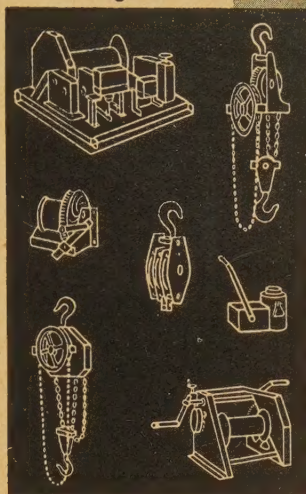
DER SCHLÜSSEL ZUR BETRIEBSSICHERHEIT
Johannes Erhard, Inh. H. Waldenmaier, Südd. Armaturenfabrik, Heidenheim/Brenz



Kittlose Glasdächer
für Industriebauten aller Art

J. EBERSPÄCHER
ESSLINGEN/NECKAR

GUTE HEBEZEUGE
GUTE KRANANLAGEN
LEBENSELEMENTE DES BETRIEBES

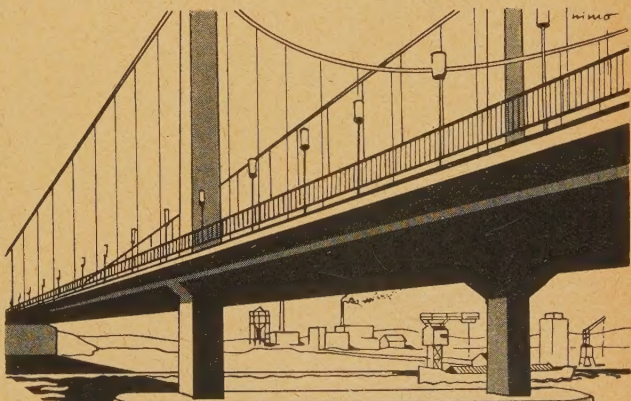


Mehr als 50 jährige
Tradition und Erfahrung
verbürgen Wirtschaftlichkeit
und Sicherheit

SCHIESS-DEFRIES

HEBEZEUG- UND KRANBAU GMBH
DÜSSELDORF-OBERKASSEL · HANSAALLEE 255

1075

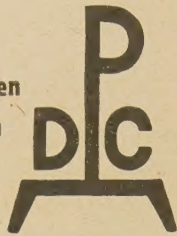


Inertol

Seit
50 Jahren dauerhafteste
Schutzanstriche

wasser-, säure- u. laugenfest
für Beton, Zementputz,
Stahlkonstruktionen u.s.w.

FIRMA PAUL LECHLER · INERTOLFABRIK
STUTT GART-N · GELSENKIRCHEN/BUER

Dr.-Ing. PAPROTH & Co.Druckluftgründungen
PfehlgründungenBaugrund-
UntersuchungenBERLIN-STEGLITZ, Kuhlighshofstraße 21 - 25
KREFELD, Diessemer Bruch 54 · WINSEN-LUHE, Torfmoor**ST E L L E N A N G E B O T E****Erstklassiger****Konstruktions - Ingenieure**

mit langjährigen Erfahrungen auf dem
Gebiete des Stahlbetons für das
Konstruktionsbüro unserer Hauptver-
waltung in Düsseldorf gesucht.

Bewerbungen mit Lichtbild, Lebenslauf, Zeugnis-
abschriften und Angabe der Gehaltsansprüche an

Beton- und Monierbau AG

Düsseldorf, Goethestraße 36a

Stellenausschreiben

Bei der Stadtverwaltung Karlsruhe sind folgende Stellen
alsbald zu besetzen:

A) eine Vermessungsinspektorstelle.

Die Voraussetzungen für den gehobenen vermessungs-
technischen Dienst müssen erfüllt sein.

B) eine Vermessungszeichnerstelle.

Unterbringungsteilnehmer nach Artikel 131 GG. werden
bevorzugt.

Bewerbungen mit Lichtbild, handgeschrieb. lückenlosem Lebenslauf,
Zeugnisabschriften u. selbstgefertigten Zeichnungen (bei Zeichnern)
sind sofort zu richten an das Personalamt der Stadt Karlsruhe.

Der Oberbürgermeister

Südwestdeutsche Stahlbaufirma sucht

einen Schweißingenieur

Bedingungen: Umfassende theor. und prakt. Kenntnisse des ges.
Schweißgebietes. Prakt. Betriebserfahrung.
Bundesbahnzulassung als Schweißingenieur.

Ausführl. Bewerbungen sind zu richten unter „Der Bauingenieur 516“
an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35,
Reichpietschauer 20.

**Schliemanns
Homogen - Asphaltplatten**

Seit über 50 Jahren bestens bewährt
als Fußbodenbelag

trittsicher, fußwarm, unempfindlich gegen
Mineralöl, Benzin und Witterungseinflüsse

> Druckfestigkeit über 300 kg/qcm <

Fordern Sie unverbindliches Angebot!

Schliemann & Co.

Asphaltfabrik und Teerdestillation A.-G.

Hannover · Walderseestraße 15

Fernruf: 68844 · Drahtwort: Bimex

GREGOR-STÄHLHOCHBAU

neu oder antiquarisch zu kaufen gesucht.

Gefl. Angebote unter „Der Bauingenieur 512“
an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung,
Berlin W 35, Reichpietschauer 20, erbeten.

ST E L L E N G E S U C H E**BAUINGENIEUR**

22 Jahre, ledig, gelernter Maurer, Polytechnikum München.
Abt. Tiefbau bis 1951; praktische Erfahrung in Statik, Stahl-
beton, Vermessung, Abrechnung, sucht per sofort Stellung.

Gefl. Angebote unter „Der Bauingenieur 511“ an den
Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reich-
pietschauer 20, erbeten.

**Bauten aus Beton-
und Stahlbeton-Fertigteilen**

Ein Lehrbuch.

Von

Dr.-Ing. S. Kiehne †

Nach dem Tode des Verfassers durchgesehen und
ergänzt von Dr.-Ing. P. Bonatz. Mit 335 Abbildungen.
XII, 357 Seiten. 1951. Ganzleinen DM 31.50

Inhaltsübersicht:

A. Einleitung, Vor- und Nachteile, Begriffsbestimmung der
Bauten aus Beton- und Stahlbetonfertigteilen. — B. Die Bau-
stoffe der Beton- und Stahlbetonfertigteile. — C. Die Baukon-
struktionen aus Stahlbetonfertigteilen. — D. Lage, Anordnung
und Ausrüstung der Fabriken zur Herstellung von Beton- und
Stahlbetonfertigteilen. — Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÜTTINGEN · HEIDELBERG

Lieferfirmen der Bauindustrie

Ceresit Schnell

Schnellerhärter in Pulver- und flüssiger Form zur schnellen Abbindung und Erhärtung von Zementmörtel und Beton

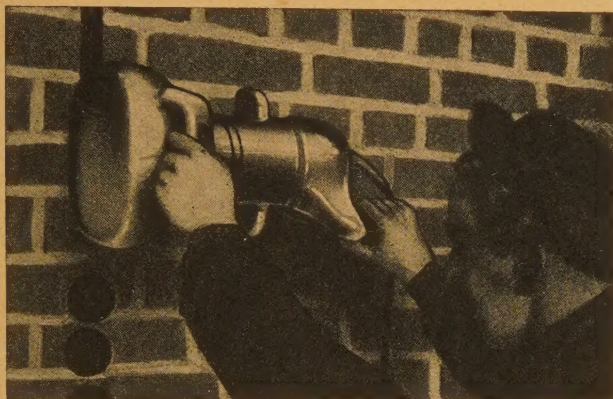
WUNNERSCHE BITUMENWERKE G.M.B.H. UNNA i.W.

Pelikan Graphos

Der Fälsche-Füllhalter mit auswechselbaren Stahlfedern für Künstschrift und technisches Zeichnen. Ausführlichen Prospekt auf Wunsch

GÜNTHER WAGNER-HANNOVER

Hohe Leistungen, geringe Kosten,
größte Schonung der Wände durch die



Neue Elektro-Mauernutfräse

Mit Hartmetall Widia bestückte Fräser und Bohrer zur Herstellung von Nuten, Durchbrüchen, Dübellöchern, Steckdosensenkungen und anderen Arbeiten

Ferd. Bauerschmidt & Co., Bremen-Fedelfören 41 - Tel. 2 96 28

Betonschutz durch

FLUATOL SCHALUNGS-MITTEL

LITHURIN HÄRTUNG u. SCHUTZ KESSLER'SCHES FLUAT

PROLAN BETON-VERFLÜSSIGER

HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

Tricosal NORMAL

Flüssig und in Pulverform. Mörtel und Beton wird plastisch, leicht verarbeitbar, wasserdicht.

Tricosal S III reguliert Abbindezeit, ergibt öl- und wasserdichten Mörtel von höchster Festigkeit.

Chemische Fabrik Grünau A.G. München / Bayern

Drehofen-Gips

Gebr. Knauf

Westdeutsche Gipswerke Jnhofen.

Baukostensenkung durch

Perkalor

Wärme- und Schallisolierung in Massivdecken, schwimmendem Estrich, unter Parkett usw.

In über 160 Millionen qm erprobt und bewährt.

Prospekte und Beratung!

Gebr. PALM, G.m.b.H. (Perkalorfabrik) (14a) Neukirchen / Württ.

Ihr Vorteil ist es:
70% HOLZ! 70% ZEIT!

sparen Sie, wenn Sie mit unseren patentierten Holzschalungsplatten Ihre Einschaltungen durchführen. Machen Sie einen Versuch, er lohnt sich. Unsere Vertreter beraten Sie gerne.

HOLZSCHALUNGSPLATTEN G.M.B.H.

Stuttgart, Marktplatz 6

Schnellspanner
Neuheit

1. Unlösbarer Gleitscheibe auf dem Keil
2. Doppelschlitze für Spannstäbe
3. Innenscheiben
4. Eckscheiben
5. Schnellspannstäbe

Karl Heilwagen
KASSEL TROTTSTRASSE 67

J. Ferbeck & Cie., Industriebau

Aachen Lemgo (Lippe) Mülheim (Ruhr)
Wallstr. 23 Am Wasserturm Ruhrorter Str. 122

Schornsteinbau, Kesseleinmauerungen
Feuerungsbau, Eisenbetonbau

**DER
FACHMANN
NIMMT...**

**PLASTIMENT
PLASTOCRETE
B I N D A
BETOWA**

Die unentbehrlichen Zusatzstoffe
für

BETON u. MÖRTEL

PLASTIMENT GMBH
K A R L S R U H E

Grossfabrikation von

Bleimennige
für Grundanstrich

Bleiweiß „Marke Wartburg“
in gar. reinem Leinöl anger.
für Deckanstrich

Alle **Buntfarben** trocken
für Innen und Außen



G. SIEGLE & CO GM. BH.

Farbenfabriken · Stuttgart-Feuerbach 343



STAHLHOCH- und BRÜCKENBAU

STAHLHOCHBAUTEN

HALLEN- UND INDUSTRIEBAUTEN, BAHNHOFSHALLEN,
STAHLSCHELLETTE FÜR WOHN- UND GESCHÄFTSHÄUSER,
KRAFTWERKSBAUTEN, BEHÄLTER, BUNKER, SILOS,
MASTE UND FUNKTÜRME

BRÜCKENBAUTEN

EISENBAHN- UND STRASSENBRÜCKEN ALLER SYSTEME
UND STÜTZWEITEN, GENIETET ODER ELEKTRISCH
GESCHWEISST

EISENWERKE KAISERSLAUTERN

Diesem Heft liegt je ein Prospekt der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.G., Werk Gustavsburg
und des Springer-Verlages, Berlin · Göttingen · Heidelberg, bei.

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund; für den Anzeigenteil: Günter Holtz, Berlin W 35, Reichpietsch-
ufer 20. — Druck: Hempel & Co., Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 11, Dessauer Straße 7. — Reg.-Nr. 115.
Springer-Verlag, Berlin · Göttingen · Heidelberg. — Printed in Germany.